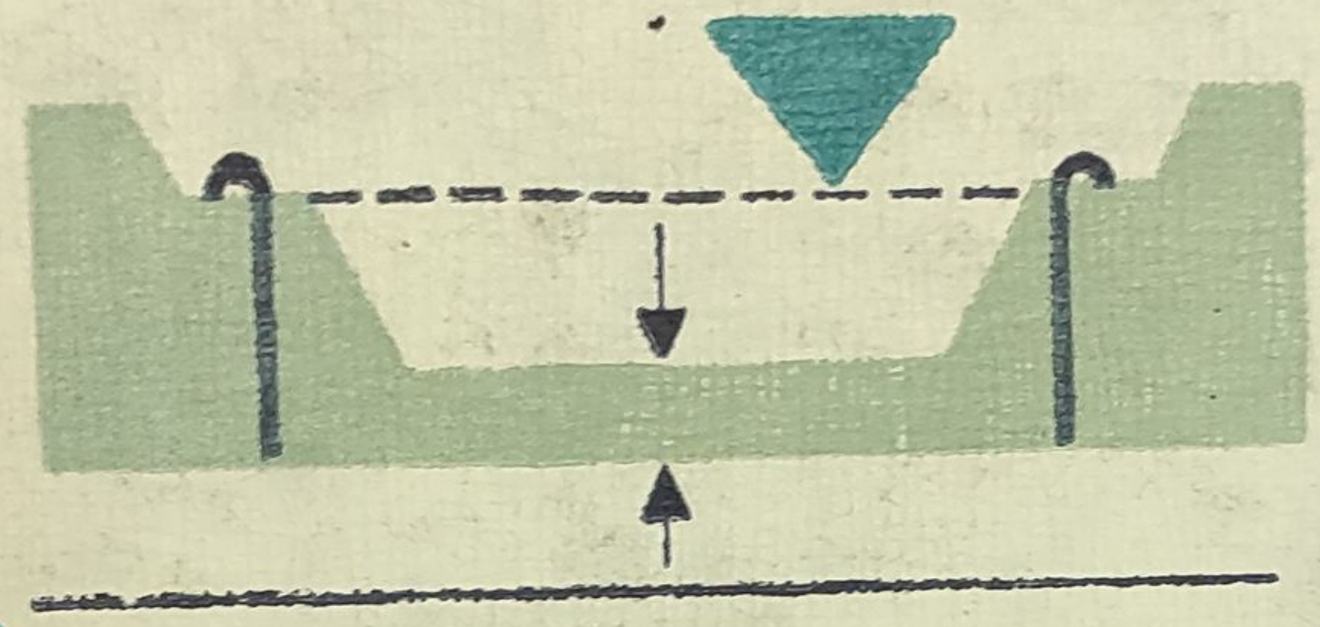
243385

31



DRON ANDREI

Probleme de fundații în practica amenajărilor hidroameliorative

Dr. Ing. DRON ANDREI

PROBLEME DE FUNDAŢII ÎN PRACTICA AMENAJĂRILOR HIDROAMELIORATIVE

0 00000915874 BCU IAŞI

EDITURA CERES
BUCUREŞTI 1987

CUPRINS

1. NATURA ȘI PROPRIETĂȚILE FIZICE ALE PĂMÎNTURILOR 5
   1.1. Considerații generale 5
   1.2. Proprietățile fizice ale pămînturilor. Sisteme de clasificare 6
2. REZISTENȚA LA TĂIERE 13
   2.1. Considerații generale, ... 13
   2.2. Rezistența la tăiere a pămînturilor necoezive 14
   2.3. Rezistența la tăiere a pămînturilor coezive. Valori uzuale 16
   2.4. Variația caracteristicilor de tăiere în timp 18
3. STABILIREA DATELOR DE CALCUL 20
4. EVALUAREA TASĂRILOR 27
   4.1. Considerații generale 27
   4.2. Tasările admisibile 32
   4.3. Determinarea eforturilor de compresiune 34
   4.4. Calculul tasărilor 40
   4.5. Determinarea tasărilor după metoda stratului echivalent 41
   4.6. Evoluția în timp a tasărilor 44
   4.7. Determinarea tasărilor pămînturilor sensibile la umezire 47
5. EXECUTAREA SĂPĂTURILOR SUB NIVELUL APELOR SUBTERANE 51
   5.1. Apa în pămînturi 51
   5.2. Epuismente directe 54
   5.3. Epuismente indirecte 57
   5.4. Prevenirea efectului de subpresiune a apelor sub patul excavațiilor 63
   5.5. Filtrele inverse 64
6. CAPACITATEA PORTANTĂ 66
   6.1. Considerații generale 66
   6.2. Stabilirea capacității portante prin metode teoretice 66
   6.3. Evaluarea presiunilor admisibile prin metode empirice. Presiuni convenționale 72
   6.4. Capacitatea portantă la sarcini dinamice 77
   6.5. Condițiile de lichefiere a pămînturilor de fundație 80
7. ÎMPINGEREA PĂMÎNTULUI. ZIDURILE DE SPRIJIN 82
   7.1. Considerații generale 82
   7.2. Determinarea împingerii pămînturilor 83
   7.3. Zidurile de sprijin 88
8. CALCULUL TALUZURILOR. AMENAJĂRILE HIDROAMELIORATIVE ÎN ZONE CU VERSANȚI INSTABILI 92
   8.1. Considerații generale 92

8.2. Metodele de calcul ale taluzurilor 94
8.2.1. Alunecările pe suprafețe cilindrice 94
8.2.2. Alunecarea taluzurilor pe suprafețe plane și cu porțiuni curbilinii 96
8.3. Metode expeditive de calcul a taluzurilor 98
8.3.1. Dimensionarea taluzurilor după metoda F_p 98
8.3.2. Metoda lui Janbu 99
8.4. Amenajarea terenurilor instabile în zonele construcțiilor amplasate pe suprafețe înclinate 101
9. FUNDAȚIILE DE SUPRAFAȚĂ 112
10. CHESOANELE DESCHISE ȘI CU AER COMPRIMAT 119
11. FUNDAȚIILE PE PILOȚI 123
11.1. Considerații generale 123
11.2. Calculul capacității portante a piloților 127
11.3. Piloții forați de diametru mare 134
11.4. Succesiunea operațiilor de proiectare a fundațiilor pe piloți. Tasarea 134
12. EXECUTAREA CONSTRUCȚIILOR PE PĂMÎNTURI SENSIBILE LA UMEZIRE 136
12.1. Considerații generale 136
12.2. Caracteristicile fizice și rezistența la tăiere 138
12.3. Compresibilitatea pământurilor sensibile la umezire 141
12.4. Considerații de ansamblu privind realizarea fundațiilor pe pământuri sensibile la umezire. Presiunile convenționale 144
12.5. Compactarea cu maiuri grele a pământurilor sensibile la umezire 149
12.6. Executarea pernelor din pământuri compactate în amplasamentele cu terenuri sensibile la umezire. 153
12.7. Consolidarea de adîncime a pământurilor sensibile la umezire prin piloți de pământ 157
12.8. Compactarea pământurilor de fundare prin umezire prealabilă 162
12.9. Amenajarea pământurilor de fundare macroporice prin silicatizare și electrosilicatizare 169
12.10. Remedierea efectului tasărilor terenului de fundație 174
13. REALIZAREA FUNDAȚIILOR ÎN AMPLASAMENTE CU PĂMÎNTURI SLABE 176
13.1. Considerații generale 176
13.2. Compactarea de suprafață prin pilonare cu maiuri grele 178
13.3. Pernele din nisip sau alte materiale puțin coezive 180
13.4. Coloanele din pământ grosier 183
13.5. Vibromaiurile și vibroînțepările 187
13.6. Piloții din var nestins 190
13.7. Rambleerea amplasamentelor cu terenuri slabe 191
13.8. Sisteme constructive la fundarea pe terenuri slabe îmbunătățite parțial 195
14 REALIZAREA FUNDAȚIILOR PE PĂMÎNTURI EXPANSIVE. COMBATEREA ÎNGHEȚULUI 197
14.1. Considerații generale 197
14.2. Principii de proiectare. Măsuri pentru prevenirea influenței apei asupra pământurilor contractile 203
14.3. Sisteme de fundare 206
14.4. Înlocuirea pământurilor periculoase de sub fundații. Pernele compensatorii 208
14.5. Îmbunătățirea pământurilor de fundare. Executarea lucrărilor 209
14.6. Acțiunea înghețului. Măsuri de combatere. 211
Bibliografie 217

1. NATURA ȘI PROPRIETĂȚILE FIZICE ALE PĂMÎNTURILOR

1.1. CONSIDERAȚII GENERALE

Rocile pămîntoase, care în majoritatea cazurilor constituie terenul de fundație și sînt alcătuite din aglomerări necimentate de particule solide, prezintă două mari categorii: necoezive și coezive.

Pămînturile necoezive sînt reprezentate prin blocuri, pietrișuri, nisipuri, iar cele coezive sînt alcătuite din particule fine de praf și argile.

Rezistența pămînturilor necoezive nu este influențată de prezența apei și aceasta depinde în cea mai mare parte de gradul lor de îndesare.

Particulele fine de praf și argile provenite din alterarea fizico-chimică și biologică a formațiunilor stîncoase, sînt caracterizate prin fenomene de suprafață ce imprimă pămînturilor coezive o serie de aspecte: coeziune, plasticitate, contracție la uscăciune, micșorarea caracteristicilor de rezistență la creșterea conținutului de apă etc.

În funcție de modul de aranjare al particulelor solide, pămînturile pot avea structuri mai afînate sau mai îndesate. Deranjarea structurii pămînturilor sub influența unor solicitări exterioare poate determina nu numai rearanjarea particulelor componente, ci și pierderea legăturilor între ele, în această situație rezistența pămînturilor scăzînd și caracteristicile de compresibilitate accentuîndu-se pronunțat. În cazul unor sarcini dinamice, care provoacă schimbarea inițială a structurii, unele pămînturi devin curgătoare. Acest fenomen important poartă denumirea de tixotropie și este provocat de distrugerea și refacerea legăturilor dintre particule. Ulterior, ca urmare a unor mișcări lente ale cationilor care intră în alcătuirea particulelor, precum și a rearanjării moleculelor de apă, structura se reface. În general, fenomenele de tixotropie se întîlnesc mai ales la argile și ele se accentuează o dată cu creșterea conținutului de particule coloidale.

Interacțiunea dintre scheletul mineral cu apa și gazele din pămînt datorită forțelor de atracție moleculară, se numește activitatea de

suprafață. Intensitatea fenomenelor respective depinde de natura chimică, structura scheletului mineral și mărimea suprafețelor de contact, care într-un pămînt crește sensibil funcție de micșorarea dimensiunilor granulelor solide componente. Pentru ilustrare se poate menționa că, într-un gram de pămînt suprafața de contact a granulelor sferice componente, cu diametre cuprinse între 2 ... 0,2 mm, este de 45 cm^2, iar în cazul unor diametre de 0,001 ... 0,000001 mm, crește la cca 10 milioane cm^2. Particulele unui corp dispers, care au dimensiuni suficient de reduse, astfel ca activitatea de suprafață să influențeze proprietățile de ansamblu a corpului în constituția căruia intră, poartă denumirea de particule coloidale.

Într-un context general rezultă că particulele argiloase, din exteriorul unei structuri cristaline, se comportă ca un corp încărcat electric care atrage în jurul lui molecule de apă. Datorită forței de atracție foarte mari din imediata vecinătate a particulelor, apa adsorbită se găsește sub o presiune enormă, putînd fi considerată ca solidă. Pe măsura creșterii distanței de la suprafața particulei, apa trece în stare vîscoasă, iar apoi în stare lichidă, conferînd pămînturilor calități plastice.

1.2. PROPRIETĂȚILE FIZICE ALE PĂMÎNTURILOR. SISTEME DE CLASIFICARE

În vederea caracterizării pămîntului din punct de vedere al mărimii elementelor componente, acestea din urmă se subîmpart pe grupe de dimensiuni apropiate. În acest scop se efectuează încercări de laborator denumite analize granulometrice, care permit stabilirea distribuției pe dimensiuni a particulelor pămîntului respectiv.

În funcție de datele analizei granulometrice, la pămînturile necoezive se determină doi indici importanți: diametrul efectiv, d_e, și diametrul corespunzător procentului de 60%, d_{60}.

Diametrul efectiv este caracterizat prin faptul că 10% din totalul fracțiunilor de pămînt analizat au diametrul mai fin și respectiv 90%, diametrul mai mare. Raportul dintre d_{60} și d_{10}, U_n, se numește coeficient de neuniformitate, a cărui valoare crește în funcție de accentuarea gradului de variabilitate a compoziției granulometrice. În funcție de valorile acestui coeficient, pămînturile se clasifică după cum urmează: $U_n < 5$ foarte uniforme, $5 < U_n < 15$ de uniformitate mijlocie și $U_n > 15$ foarte neuniforme.

După mărimea granulelor se deosebesc fracțiuni caracteristice și clasificarea pămînturilor necoezive după granulozitate, conform STAS 1243-74, este următoarea:

— blocuri, cînd elementele cu ∅ 200 mm se găsesc în proporție > 50%;

— bolovănișuri, cînd elementele cu ∅ cuprins între 20 ... 200 mm depășesc 50%;

— pietriș, la conținut de elemente cu ∅ 2 ... 20 mm > 50%;

— nisip cu pietriș, cînd elementele cu ∅ 2 ... 20 mm depășesc 50% și fracțiunile de nisip mijlociu cu ∅ 0,25 ... 0,5 mm > 50%;

— nisip mare, cu fracțiuni de nisip mare ∅ 0,5 ... 2 mm > 50%; nisip mijlociu ∅ 0,25 ... 0,5 mm > 50%;

— nisip fin, la fracțiuni de nisip fin cu ∅ 0,05 ... 0,25 mm > 50%.

Așa cum s-a menționat anterior, pămînturile coezive, legate, sînt plastice, adică prezintă proprietatea de a se deforma sub acțiunea unui efort constant, volumul rămînînd invariabil și deformațiile păstrîndu-se după încetarea efortului. În funcție de cantitatea apei, pămînturile se pot prezenta ca un lichid vîscos, în stare plastică, semisolidă sau tare și umiditățile caracteristice la care are loc trecerea de la o stare la alta se numesc limite de plasticitate.

Noțiunile importante în această privință sînt *limita de curgere* sau *limita superioară de plasticitate* (w_L) *și limita inferioară de plasticitate* (w_P), ambele descrise în STAS 1913/4-76.

În afară de metoda prezentată în STAS, limita de curgere se poate determina și după procedeul cunoscut sub denumirea de conul lui Vasiliev. La pămînturile de consistență tare nu prezintă importanță metoda de lucru utilizată: cu dispozitivul lui Vasiliev sau după STAS; în domeniul plastic este mai acoperitoare metoda lui Vasiliev, iar la pămînturile curgătoare, metoda din STAS conduce la rezultate mai apropiate de realitate [6].

Diferența dintre limita superioară și inferioară de plasticitate poartă denumirea de indice de plasticitate (I_p):

$$I_p = w_L - w_P \tag{1.1}$$

La pămînturile fără coeziune, indicele de plasticitate este 0, cele două limite fiind identice. În general, în funcție de acest indice, pămînturile pot fi fără plasticitate $I_p = 0$; puțin plastice, la care $I_p = 0 \ldots 7$; plastice, cu $I_p = 7 \ldots 17$ și cu plasticități ridicate pentru care $I_p > 17$.

Pămînturile coezive, în funcție de plasticitate și granulozitate, se clasifică conform tabelului 1.1.

Tabelul 1.1

Clasificarea pămînturilor coezive

Clasificarea pămînturilor coezive	Indice de plasticitate I_p %	Conținut în fracțiuni granulare		
		Argilă < 0,005 mm	Praf 0,05 ... 0,005 mm	Nisip 0,005 ... 2 mm
Argilă grasă	⩾ 40	< 60	Mai puțin decît argilă	Mai puțin decît argilă
Argilă	25 ... 50	35 ... 60	Mai puțin decît argilă	Mai puțin de 30%
Argilă prăfoasă	15 ... 35	30 ... 50	Mai mult decît argilă	Mai puțin decît praf
Argilă nisipoasă	15 ... 35	30 ... 60	Mai puțin decît argilă	> 30
Argilă prăfoasă nisipoasă	15 ... 25	30 ... 35	Mai mult decît argilă	> 30
Praf argilos	10 ... 25	15 ... 30	Mai mult decît nisip	< 30
Praf argilos nisipos	5 ... 20	15 ... 30	Mai mult decît nisip	> 30
Praf	5 ... 15	0 ... 15	Mai mult decît argilă	< 30
Praf nisipos	0 ... 10	0 ... 15	Mai mult decît nisip	> 30
Nisip argilos	5 ... 20	15 ... 30	Mai puțin decît nisip	Mai mult decît praf
Nisip prăfos	0 ... 10	0 ... 15	Mai puțin decît nisip	Mai mult decît praf

La studiul pămînturilor se impune determinarea pe cale experimentală a următoarelor caracteristici de bază:

— greutatea volumică a pămîntului cu structura naturală nedegradată;

— greutatea volumică a scheletului γ_s;

— umiditatea w;

— greutatea volumică a pămîntului în stare uscată γ_d, egală numeric cu greutatea particulelor solide în unitatea de volum de pămînt.

Stabilirea greutății volumice a pămîntului cu structura naturală — netulburată γ și a greutății volumice a scheletului γ_s sînt descrise în STAS 1913/3-76, iar a umidității în STAS 1913/1-73.

La formulele folosite în continuare se utilizează relațiile:

— m volumul particulelor solide, raportat la unitatea de volum de pămînt;

— n porozitatea sau volumul porilor, raportat la unitatea de volum de pămînt;

— e indicele porilor sau volumul porilor raportat la volumul particulelor de pămînt;

— S_r gradul de saturație, care reprezintă raportul dintre umiditatea naturală a pămîntului și umiditatea la saturație.

Dacă volumul de pămînt cercetat se admite a fi unitatea (1 cm³), în funcție de cele expuse anterior rezultă următoarele formule evidente:

$$w = \frac{\gamma - \gamma_d}{\gamma_d} \tag{1.2}$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + w} \tag{1.3}$$

Dacă umiditatea se exprimă în procente, formula 1.3 capătă forma:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + \frac{w}{100}}$$

Dat fiind că volumul particulelor solide și al porilor este egal cu unitatea:

$$m + n = 1$$

rezultă:

$$m = 1 - n \text{ și } n = 1 - m$$

Deoarece volumul particulelor solide este egal cu greutatea volumică a pămîntului în stare uscată, împărțit cu greutatea volumică a scheletului, adică $m = \frac{\gamma_d}{\gamma_s}$, rezultă că volumul porilor este:

$$n = 1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s} \tag{1.4}$$

Porozitatea se mai caracterizează prin porozitatea relativă sau indicele porilor, care reprezintă raportul dintre volumul porilor și volumul particulelor de pămînt:

$$e = \frac{n}{m} \quad \text{sau} \quad e = \frac{n}{1-n} \tag{1.5}$$

sau luînd în considerare relația (1.4)

$$e = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d} \tag{1.6}$$

Rezolvînd sistemul de ecuații $m - n = 1$ și $e = \frac{1 - n}{n}$ se obține pentru unitatea de volum de pămînt, volumul porilor:

$$n = \frac{e}{1 + e} \tag{1.7}$$

și volumul particulelor solide:

$$m = \frac{1}{1 + e} \tag{1.8}$$

În cazul umplerii complete cu apă a porilor pămîntului, greutatea apei conținută în pămînt — umiditatea la saturație — este egală cu volumul porilor multiplicat cu greutatea specifică a apei γ_w, iar greutatea volumică a pămîntului în stare uscată este egală cu volumul particulelor solide multiplicat cu greutatea volumică a scheletului.

Luînd în considerare relațiile (1.7) și (1.8), se obține umiditatea la saturație:

$$w_s = \frac{e \cdot \gamma_w}{\gamma_s} \tag{1.9}$$

Din această ultimă relație rezultă:

$$e = w_s \cdot \gamma_s \tag{1.10}$$

Umiditatea relativă a pămînturilor sau gradul de umiditate S_r este dat de raportul dintre umiditatea naturală a pămîntului și umiditatea la saturație. Pe baza acestei definiții rezultă:

$$S_r = \frac{w}{w_n}$$

Înlocuind w_s cu relația (1.9) rezultă:

$$S_r = \frac{w \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w} \tag{1.11}$$

În funcție de valoarea gradului de umiditate, pămînturile pot fi:

— uscate cu $S_r < 0{,}4$;
— umede — $S_r = 0{,}4 \ldots 0{,}8$;

— foarte umede — $S_r = 0{,}8 \ldots 1{,}0$;
— saturate — $S_r = 1{,}0$.

Dacă pămîntul se găsește sub nivelul apelor subterane, particulele sale solide sînt supuse acțiunii de subpresiune a apei și greutatea volumică a pămîntului se micșorează în mod corespunzător. Luînd în considerare faptul că volumul particulelor solide din unitatea de volum se stabilește cu relația (1.8) și că greutatea unității de volum a particulelor solide din apă este $\gamma_s - \gamma_w$, greutatea volumică a pămîntului în stare submersată va fi:

$$\gamma' = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} \quad \text{sau} \quad \gamma' = (\gamma_s - 1) \cdot (1 - n)$$

Este important să se menționeze că acțiunea subpresiunii apelor nu se produce în cazul pămînturilor coezive foarte puțin permeabile.

Pentru pămînturile nisipoase este utilă folosirea formulei gradului de îndesare și anume:

$$I_D = \frac{e_{max} - \bar{e}}{e_{max} - e_{min}} \tag{1.12}$$

în care: e este indicele porilor pămîntului în stare naturală;
e_{max} — indicele porilor pămîntului în stare de afînare maximă;
e_{min} — indicele porilor în stare de îndesare minimă.

În cazul gradului de îndesare I_D cuprins între 0,00 și 0,33 pămîntul se consideră afînat; la I_D variabil între 0,33 și 0,66 cu o afînare medie și la I_D între 0,66 și 1, îndesat.

Un alt indice utilizat la cercetarea nisipurilor este capacitatea de îndesare C_i prin care se pune în evidență proprietatea pămînturilor nisipoase de a-și micșora volumul porilor prin reașezarea particulelor solide și care se calculează cu expresia:

$$C_i = \frac{e_{max} - e_{min}}{e_{min}} \tag{1.13}$$

La $C_i < 0{,}4$ pămînturile nisipoase prezintă o capacitate de îndesare mică, la $C_i = 0{,}4 \ldots 0{,}6$ mijlocie, iar la $C_i > 0{,}6$ îndesată.

Criteriile de clasificare ale pămînturilor sensibile la umezire și celor contractile sînt prezentate la capitolul 12 și respectiv 14.

Între majoritatea indicilor discutați anterior există corelații care sînt arătate în tabelul 1.2.

Tabelul 1.2

Corelațiile dintre cei mai importanți indici ai pămînturilor

Nr. crt.	Indice	γ_s	γ	γ_d	n	e	w
1	γ_s	γ_s	$\frac{\gamma}{(1+w)(1-n)}$	$\frac{\gamma_d}{1-n}$	$\frac{\gamma_d}{1-n}$	$\gamma_d(1+e)$	$\frac{S_r \cdot e}{w}$
2	γ	$\gamma_s(1-n)(1+w)$	γ	$\gamma_d(1+w)$	$\gamma_s(1-n)(1+w)$	$\frac{\gamma_s(1+w)}{1+e}$	$\frac{S_r(1+w)}{w}$
3	γ_d	$\gamma_s(1-n)$	$\frac{\gamma}{1+w}$	γ_d	$\gamma_s(1-n)$	$\frac{\gamma_s}{1+e}$	$\frac{\gamma}{1+w}$
4	n	$\frac{\gamma_s-\gamma_d}{\gamma_s}$	$1-\frac{\gamma}{\gamma_s(1+w)}$	$\frac{\gamma_s-\gamma_d}{\gamma_s}$	n	$\frac{e}{1+e}$	$1-\frac{\gamma}{\gamma_s(1+w)}$
5	e	$\frac{\gamma_s-\gamma_d}{\gamma_d}$	$\gamma_s\frac{(1+w)}{\gamma}-1$	$\frac{\gamma_s-\gamma_d}{\gamma_d}$	$\frac{n}{1-n}$	e	$\frac{\gamma_s(1+w)}{\gamma}-1$
6	w	$\frac{\gamma}{\gamma_s(1-n)}-1$	$\frac{\gamma-\gamma_d}{\gamma_d}$	$\frac{\gamma-\gamma_d}{\gamma_d}$	$\frac{\gamma}{\gamma_s(1-n)}-1$	$\frac{\gamma(1+e)}{\gamma_s}-1$	w
7	S_r	$\frac{w\gamma_s(1-n)}{n}$	$\frac{w\gamma}{n(\gamma+w)\gamma}$	$\frac{w\gamma_d}{n\gamma}$	$\frac{w\gamma_d}{n\gamma}$	$\frac{w\gamma_s}{e\gamma}$	$\frac{w\gamma_s}{e\gamma}$

2. REZISTENȚA LA TĂIERE

2.1. CONSIDERAȚII GENERALE

În funcție de rezistența la tăiere se rezolvă o serie de probleme importante ca: determinarea capacității portante, calculul împingerii pământului, aprecierea stabilității taluzurilor etc. și în consecință cunoașterea acesteia este esențială la diferite calcule geotehnice.

Expresia rezistenței respective este dată de legea lui Coulomb și anume:

a. pentru pământurile fără coeziune

$$\tau = p \cdot \operatorname{tg} \varphi \tag{2.1}$$

b. pentru pământurile cu coeziune

$$\tau = p \cdot \operatorname{tg} \varphi + c \tag{2.2}$$

în care: τ este efortul de tăiere; p = efortul unitar pe suprafața de lunecare; φ = unghiul de frecare interioară și c = coeziunea.

În laborator, determinarea rezistenței la tăiere se face după una din următoarele metode:

— tăierea directă, descrisă în STAS 8942/2-82;

— ruperea prin comprimare după o singură direcție;

— ruperea prin comprimarea după trei direcții cu aparatul triaxial descrisă în STAS 8942/5-75.

Efortul normal aplicat asupra pământului (planului de tăiere) este preluat inițial de apă — presiunea neutră — și de scheletul mineral— presiunea efectivă. Notînd prin σ_n presiunea neutră (cea preluată de apă), σ_e presiunea efectivă și σ_t presiunea totală, față de cele arătate, reiese relația:

$$\sigma_t = \sigma_n + \sigma_e \tag{2.3}$$

Prin comprimarea pămîntului, apa din masa acestuia se elimină treptat, cu o viteză determinată de permeabilitate, rezultînd astfel micșorarea presiunii neutre și creșterea în schimb a celei efective care favorizează rezistența la tăiere.

Dacă se așteaptă consolidarea sub acțiunea forțelor verticale la tăierile directe și sub acțiunea forțelor după toate direcțiile la încercările cu aparatul triaxial, anterior aplicării solicitărilor de tăiere, încercările respective poartă denumirea de consolidate, iar în caz contrar neconsolidate.

În situația consolidării probelor prin eliminarea apei sub acțiunea forțelor orizontale la determinările cu tăieri directe și sub acțiunea solicitărilor verticale la determinările cu triaxialul, încercările respective poartă denumirea de drenate, iar în caz contrar nedrenate.

Față de cele arătate, în prezent se utilizează trei metode pentru determinarea caracteristicilor de tăiere și anume:

— neconsolidate-nedrenate — U.U.
— consolidate-nedrenate — C.U.
— consolidate-drenate — C.D.

Tăierile neconsolidate-nedrenate sînt necesare în cazul construcțiilor executate într-un termen scurt, care nu permite consolidarea pămîntului în intervalul de timp respectiv.

Încercările consolidate-nedrenate se impun în cazul unor construcții executate pe terenuri de fundație la care sînt posibile modificări rapide ale eforturilor, de exemplu, datorită coborîrii apelor, executării unor excavații laterale etc.

Încercările consolidate-drenate sînt recomandate pentru construcțiile realizate într-un anumit ritm, care permite consolidarea treptată a pămîntului de fundație.

2.2. REZISTENȚA LA TĂIERE A PĂMÎNTURILOR NECOEZIVE

Rezistența la tăiere a pămînturilor necoezive este determinată de frecarea interioară și parțial de o anumită coeziune care s-ar putea denumi sugestiv „de încleștare". În mod mai frecvent aceasta poate înregistra valori de 0,2 ... 0,5 daN/cm² (10^2 kPa), întîlnindu-se însă și cazuri de nisipuri îndesate cu pietrișuri, la care coeziunea de încleștare înregistrează valori ridicate de 1 ... 2 daN/cm² (10^2kPa).

Frecarea este influențată de o serie de factori dintre care cei mai importanți sînt gradul de rotunjire al granulelor, forma acestora, gradul de îndesare și uniformitate. În funcție de acești factori, H o l z și G i b b s recomandă unghiurile de frecare interioară din tabelul 2.1 [14].

Tabelul 2.1

Valorile de vîrf ale unghiului de frecare interioară
(după H o l z și G i b b s)

Forma și gradul de neuniformitate	Stare afînată	Stare îndesată
Nisipuri rotunjite uniforme	30°	37°
Nisipuri rotunjite neuniforme	34°	40°
Nisipuri angulare uniforme	35°	43°
Nisipuri angulare neuniforme	39°	45°

Independent de coeziunea „de încleștare" menționată, care se manifestă la amorsarea fenomenelor de tăiere, într-o primă fază rezistența la tăiere este mai ridicată, prezentînd o valoare de vîrf, pentru ca apoi să descrească la o valoare reziduală. În această privință, la fazele de proiectare preliminare se pot avea în vedere valorile din tabelul 2.2. ([23])

Tabelul 2.2

Valorile de calcul pentru coeziune (c) și unghi de frecare interioară (Φ) recomandate în SNIP II-15.74

Forma nisipului	Caracteristicile de tăiere (C) daN/cm² (10² kPa) și φ	Valorile caracteristicilor de tăiere corespunzătoare indicilor porilor *e*			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Grosier cu pietriș	C	0,02	0,01		
	φ	43	41		
Mediu grosier	C	0,03	0,02	0,01	
	φ	40	38	35	
Fin	C	0,06	0,04	0,02	
	φ	38	36	32	28
Prăfos	C	0,08	0,06	0,04	0,02
	φ	36	34	30	26

Dat fiind că prelevarea de probe netulburate din nisipuri este legată de mari greutăți, în practică, deseori, se are în vedere posibilitatea determinării unghiurilor de frecare interioară prin penetrări

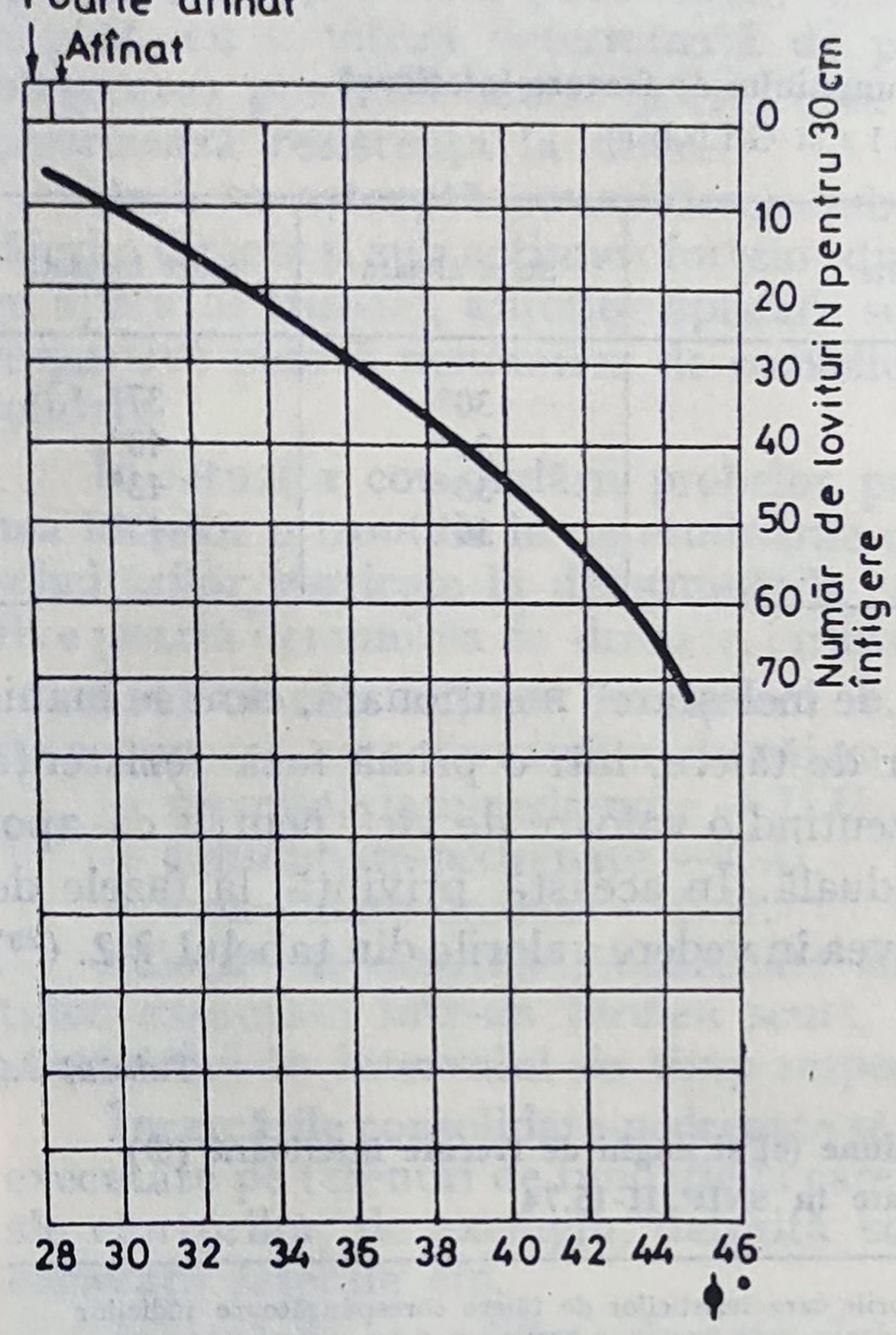


Fig. 2.1. — Grafic pentru determinarea caracteristicilor de tăiere în funcție de încercările de penetrare dinamică standart. (35)

dinamice standard, folosindu-se în acest scop graficul din figura 2.1.

2.3. REZISTENȚA LA TĂIERE A PĂMÎNTURILOR COEZIVE. VALORI UZUALE

Rezistența la tăiere a pămînturilor coezive este dată de relația 2.2, din care rezultă influența directă a presiunii verticale asupra planului de lunecare. La majoritatea pămînturilor coezive plastice însă, consistența variabilă determinată de umiditate influențează caracteristicile φ și c mai mult decît presiunea asupra planului de tăiere, mai ales în cazul determinării acestora prin încercări neconsolidate-nedrenate sau consolidate-drenate. Această influență importantă a umidității, independent de cea a presiunii asupra planului de tăiere, a fost pusă în evidență de cca 20 000 date de laborator obținute la I.S.P.I.F. Prin prelucrarea acestor date s-au putut întocmi pentru diferite pămînturi corelații între indicii de consistență (determinați de umiditate) și caracteristicile de tăiere, utilizate în practica noastră, și dintre care în figura 2.2 este prezentat graficul referitor la argilele prăfoase mîloase.

Excavațiile efectuate în anumite pămînturi coezive pot determina o decomprimare cu influențe defavorabile asupra caracteristicilor de tăiere. Această scădere a rezistenței este mai pronunțată, dacă procesul decomprimării straturilor este însoțit de o creștere a umidității. Procesul respectiv este influențat de sarcina îndepărtată, de exemplu, adîncimea excavațiilor, și în mare măsură de natura pămînturilor. În unele cazuri, la argilele contractile cu un conținut ridicat de minerale montmorillonitice, umflarea volumului poate ajunge la 30 ... 35 %-

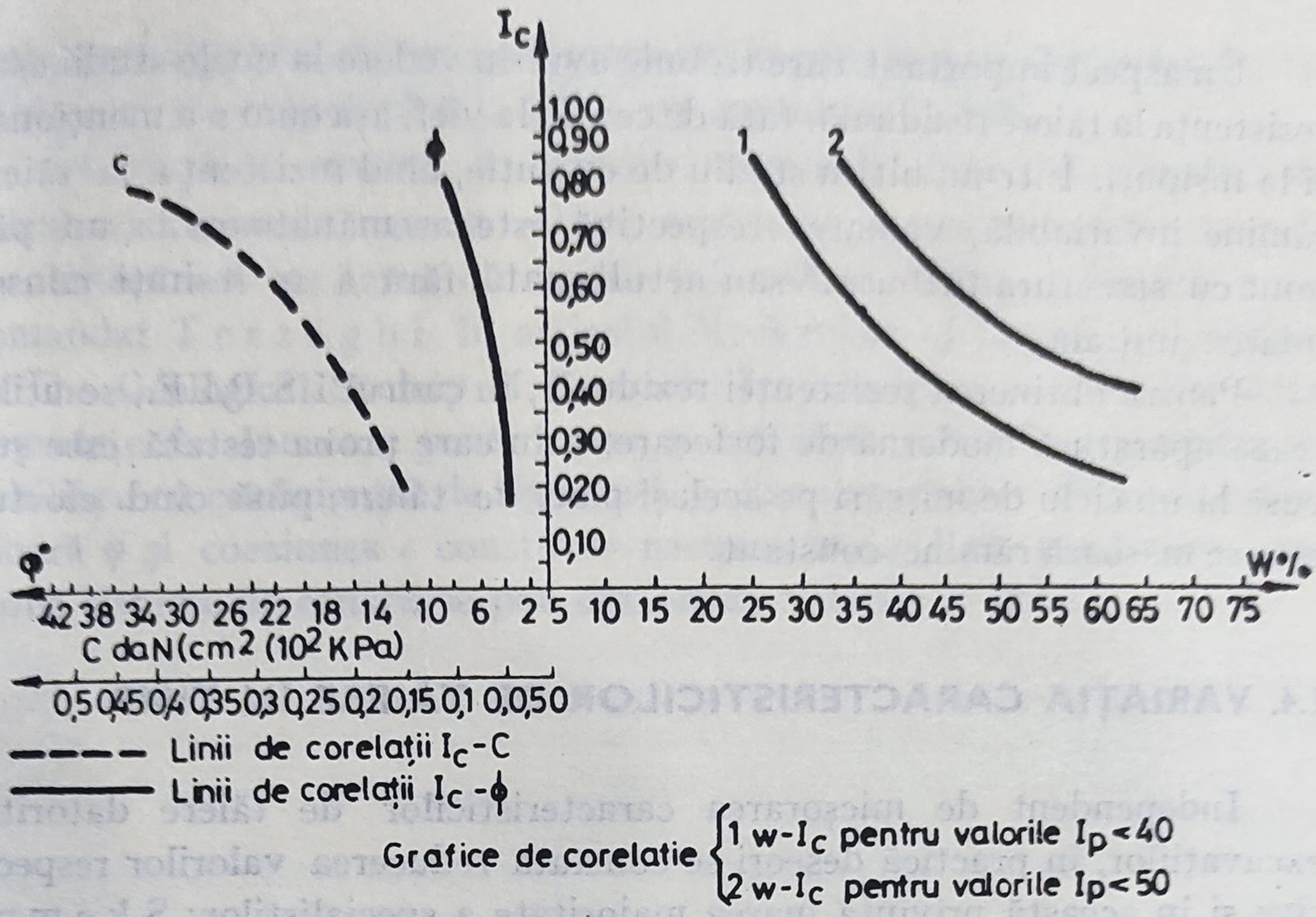


Fig. 2.2. — Grafice de corelație $w - I_p - I_c - \varphi - c$ pentru argilele prăfoase mîloase

Decomprimarea produsă, însoțită de creșterea umidității, determină reducerea caracteristicilor de tăiere, chiar pînă la 2 ... 5 ori față de valorile inițiale.

Deseori pămîntul degradat din suprafață, saturat cu apă, alunecă ușor pe taluzuri, mai ales în perioade bogate în precipitații, descoperindu-se suprafețe cu alte pămînturi, mai puțin degradate, la care se repetă ciclul de umflare și scurgere.

Pentru pămînturile cuaternare se pot avea în vedere valorile informative din tabelul 2.3, la care φ și c se stabilesc funcție de indicii de consistență I_c și cei de porozitate e.

Tabelul 2.3

Valori informative φ și c la pămînturi coezive cuaternare

Pămînt	Indicele de consistență	Vaforile c, daN/cm² (10^1kPa) — de la numărător și φ de la numitor pentru indicii de porozitate e		
		0,5	0,7	0,9
Prafuri argiloase	1 ... 0,75	0,4/25	0,28/23	0,2/21
	0,75 ... 0,50	0,36/23	0,25/21	0,6/18
Argile	1 ... 0,75	—	0,6/20	0,45/17
	0,75 ... 0,5	—	0,5/18	0.4/15

Un aspect important care trebuie avut în vedere la unele studii este rezistența la tăiere reziduală, față de cea de la vîrf, așa cum s-a menționat și la nisipuri. Într-un ultim stadiu de evoluție, cînd rezistența la tăiere rămîne invariabilă, valoarea respectivă este asemănătoare la un pămînt cu structura tulburată sau netulburată, fără a se resimți consolidarea inițială.

Pentru obținerea rezistenței reziduale, în cadrul I.S.P.I.F., se utilizează aparatură modernă de forfecare, prin care proba testată este supusă la un ciclu de mișcări pe același plan de tăiere, pînă cînd efortul care se măsoară rămîne constant.

2.4. VARIAȚIA CARACTERISTICILOR DE TĂIERE ÎN TIMP

Independent de micșorarea caracteristicilor de tăiere datorită excavațiilor, în practică deseori se constată reducerea valorilor respective și în această privință marea majoritate a specialiștilor: S k e m p t o n, D e L o r y, H e n k e l, G o l d s t e i n etc. consideră că, mai ales la argilele tari cercetate de aceștia, coeziunea s-a anihilat cu timpul, unghiul de frecare interioară φ rămînînd în schimb neschimbat. Acest punct de vedere a fost verificat și la o serie de lucrări din practica Institutului de studii și proiectări de îmbunătățiri funciare.

M a s l o v consideră în schimb că această ipoteză este exagerată. În cazul, de exemplu, a unor argile pur coezive, cu un unghi de frecare interioară foarte scăzut și o coeziune ridicată, presupunerea anihilării acesteia din urmă conduce la soluții inginerești neraționale: ziduri de sprijin supradimensionate, taluzuri exagerat de dulci etc. În baza unor cercetări îndelungate M a s l o v ajunge la concluzia că la argilele tari, coeziunea este formată din două componente: una structurală c_s și alta cu un caracter hidro-coloid c_w, anihilarea cu timpul a coeziunii afectînd de fapt numai componenta structurală. Încercarea de laborator recomandată pentru determinarea unghiului de frecare interioară φ și a componentei hidro-coloide a coeziunii c_w se efectuează prin tăierea plan pe plan.

Față de cele arătate, pentru a se lucra cu caracteristici mai acoperitoare, în normele sovietice, la studiile de baraje, se recomandă ca

valoarea unghiului de frecare interioară rezultată prin încercări de laborator să fie redusă pînă la 80%, iar coeziunea la 30%.

În practica noastră, în vederea adoptării unor caracteristici de calcul mai raționale, care să reflecte realitatea, se cercetează fenomenele de alunecări de pe teren din zonele interesate. Același procedeu a recomandat T e r z a g h i în articolul Mechanism of landslides publicat în The Geological Society of America. În principiu, se aleg cîte două suprafețe de alunecare pentru care se stabilesc ecuațiile condițiilor de echilibru cu coeficientul de siguranță 1, în care unghiul de frecare interioară φ și coeziunea c constituie necunoscutele. Prin rezolvarea celor două sisteme de ecuații se pot determina valorile căutate.

3. STABILIREA DATELOR DE CALCUL

Caracteristicile fizico-mecanice ale diferitelor straturi prezintă variații datorită neomogenității inerente ale pămînturilor. În ultimul timp datele de laborator avute la dispoziție se prelucrează după procedee matematico-statistice în vederea stabilirii unor date de calcul cît mai judicioase și operațiile respective formează obiectul STAS 3300/1-85.

Prelucrarea rezultatelor încercărilor comportă două etape principale:

— subîmpărțirea pămînturilor interesate în straturi inginero-geologice caracterizate prin proprietăți asemănătoare, denumite în GOST și STAS elemente geologice;

— stabilirea pentru fiecare element geologic în parte a valorilor normate și de calcul ale caracteristicilor geotehnice.

Cînd numărul determinărilor în același strat sau element geologic este mai mare de 30, se recomandă verificarea încadrării indicelui de variație V în următoarele limite:

— pentru umiditate, indicele porilor, indicele de consistență, $V \leqslant 0{,}15$;

— pentru indicele de plasticitate, modulul de deformație edometric; rezistența la forfecare, $V \leqslant 0{,}30$.

Indicele de variație se calculează cu relația:

$$V = \frac{s}{\bar{A}} \tag{3.1}$$

în care:

$$s = \sqrt{\frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n}(\bar{A} - A_i)^2} \tag{3.2}$$

$$\bar{A} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} A_i \tag{3.3}$$

s — abaterea medie pătratică a valorilor individuale;
$\bar{A}$ — media aritmetică a valorilor individuale;
A_1 — valoarea rezultată în urma fiecărei determinări;
n = numărul valorilor individuale.

După delimitarea straturilor sau a elementelor geologice, se trece la eliminarea erorilor excesive din șirul statistic al valorilor fiecărei caracteristici geotehnice, prin excluderea acelor valori individuale A_i ale caracteristicii geotehnice pentru care nu se îndeplinește condiția

$$|\bar{A} - A_i| < \nu \cdot \bar{s} \qquad (3.4)$$

în care:

$\bar{A}$ — se determină cu relația 3.3
ν — coeficient statistic dat de tabelul 3.1, în funcție de numărul determinărilor;
$\bar{s}$ — estimația deplasată a abaterii medii pătratice, stabilită cu relația:

$$\bar{s} = \sqrt{\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{i}(\bar{A} - A_i)^2}$$

Tabelul 3.1

Valorile ν

n	ν	n	ν	n	ν	n	ν	n	ν	n	ν
6	2,07	14	2,60	21	2,80	29	2,94	36	3,03	44	3,11
7	2,18	15	2,64	22	2,82	30	2,96	37	3,04	45	3,12
8	2,27	16	2,67	23	2,84	31	2,97	38	3,05	46	3,13
9	2,35	17	2,70	24	2,86	32	2,98	39	3,06	47	3,14
10	2,41	18	2,73	25	2,88	33	3,00	40	3,07	48	3,15
11	2,47	19	2,75	26	2,90	34	3,01	41	3,08	49	3,16
12	2,52	20	2,78	27	2,91	35	3,02	42	3,09	50	3,16
13	2,56			28	2,93			43	3,10		

Valorile normate ale caracteristicilor geotehnice, cu excepția celor de tăiere, se determină ca media aritmetică a rezultatelor obținute din încercări de teren sau laborator:

$$A^n = \left(\frac{1}{n'}\right)^{n'}\sum_{i=1} A_i$$

în care:

A^n — valoarea normată a caracteristicii;
A_i — valoarea individuală rezultată prin fiecare determinare;
n' — numărul de valori individuale (care trebuie să fie cel puțin trei) rezultat după eliminarea valorilor eronate.

Valorile normate ale caracteristicilor geotehnice Φ și c se determină prin prelucrarea corelată a rezultatelor de teren sau laborator.

Pentru caracteristicile geotehnice de rezistență la forfecare a pămînturilor (τ_f) se trasează dreapta medie după cum urmează:

— Pentru încercări în casetă de forfecare directă:

$$\tau_f = \sigma \cdot \mathrm{tg}\Phi^n + c^n \tag{3.7}$$

prin metoda celor mai mici pătrate:

$$\mathrm{tg}\,\Phi^n = \frac{n\,\Sigma\sigma_i\tau_i - \Sigma\sigma_i\,\Sigma\tau_i}{n\,\Sigma\sigma_i^2 - (\Sigma\sigma_i)^2} \tag{3.8}$$

$$\mathrm{c}^n = \frac{\Sigma\sigma_i^2\Sigma\tau_i - \Sigma\sigma_i\Sigma\sigma_i\tau_i}{n\,\Sigma\sigma_i^2 - (\Sigma\sigma_i)^2} \tag{3.9}$$

în care: φ^n este valoarea normată a unghiului de frecare interioară;
c^n — valoarea normată a coeziunii;
$\sigma_i\tau_i$ — coordonatele unui punct în sistemul de axe, $\sigma - \tau$ rezultate în urma unei încercări de forfecare i;
n — numărul de determinări care va fi cel puțin 6.

— Pentru încercări în aparatul de compresiune triaxială:

$$q = p \cdot \mathrm{tg}\,\psi^n + a^n \tag{3.10}$$

prin metoda celor mai mici pătrate:

$$\mathrm{tg}\,\psi^n = \sin\Phi^n = \frac{n\,\Sigma p_i \cdot q_i - \Sigma p_i \cdot \Sigma q_i}{n\,\Sigma p_i^2 - (\Sigma p_i)^2}$$

$$a^n = c^n \cdot \cos\Phi^n = \frac{\Sigma p_i^2\,\Sigma q_i - \Sigma p_i\,\Sigma p_i \cdot q_i}{n\,\Sigma p_i^2 - (\Sigma p_i)^2} \tag{3.11}$$

în care:

$p_i = (\sigma_1^i + \sigma_2^i)/2$ și $q_i = (\sigma_1^i - \sigma_3^i)/2$ sînt

coordonatele unui punct în sistemul de axe p—q, rezultate în urma unei încercări în aparatul triaxial.

σ_1^i, σ_3^i — efortul unitar principal maxim și respectiv minim pentru o încercare i;

n — numărul de determinări care va fi cel puțin 6

Observație. În cazul încercărilor la scară mare, cînd $n < 6$ se vor aplica prescripții de prelucrare a datelor, adaptate condițiilor specifice ale construcțiilor pentru care se efectuează încercările.

Valorile de calcul ale caracteristicilor geotehnice se obțin cu relația:

$$A = (1 \pm \rho) \cdot A^n \tag{3.13}$$

în care: A este valoarea de calcul a caracteristicii geotehnice respective;

A^n — valoarea normată a aceleiași caracteristici geotehnice;

ρ — indicele de precizie al determinării valorii medii; semnul indicelui de precizie ρ se alege astfel încît să se realizeze o creștere a siguranței.

Indicele de precizie se calculează:

— pentru caracteristicile corelate (Φ, c, ψ și a) cu relația:

$$\rho = \frac{t_\alpha \cdot s}{A^n} \tag{3.14}$$

— pentru caracteristicile prelucrate independent (γ, σ_{rcs}) cu relația:

$$\rho = \frac{t_\alpha \cdot s}{\sqrt{n} \cdot A^n} \tag{3.15}$$

în care: t_α este coeficient statistic ce variază în funcție de numărul de determinări n și de nivelul de asigurare α (probabilitatea de încadrare a valorii de calul în intervalul de siguranță), stabilit cu ajutorul tabelului 3.2;

n — numărul de determinări luate în considerare;

s — abaterea medie pătratică determinată cu relațiile

pentru $\operatorname{tg}\Phi$:

$$s_{\operatorname{tg}\Phi} = \sqrt{\frac{\Sigma(\sigma_i \cdot \operatorname{tg}\Phi^n + c^n - \tau_i)^2}{n-2} \cdot \frac{n}{n\,\Sigma\sigma_i^2 - (\Sigma\sigma_i)^2}}$$

pentru $\operatorname{tg}\psi$:

$$s_{\operatorname{tg}\psi} = \sqrt{\frac{\Sigma(p_i \cdot \operatorname{tg}\psi^n + a^n - q_i)^2}{n-2} \cdot \frac{n}{n\,\Sigma p_i^2 - (\Sigma p_i)^2}}$$

pentru c:

$$s_c = \sqrt{\frac{\Sigma(\sigma_i \cdot \operatorname{tg}\Phi^n + c^n - \tau_i)^2}{n-2} \cdot \frac{\Sigma\sigma_i^2}{n\,\Sigma\sigma_i^2 - (\Sigma\sigma_i)^2}}$$

pentru a:

$$s_a = \sqrt{\frac{\Sigma(p_i \cdot \operatorname{tg} \psi^n + a^n - q_i)^2}{n-2} \cdot \frac{\Sigma p_i^2}{n \cdot \Sigma p_i^2 - (\Sigma p_i)^2}}$$

pentru γ și σ_{rcs}:

$$s = \sqrt{\frac{\Sigma(A^n - A_i)^2}{n-1}}.$$

Pentru toate celelalte caracteristici geotehnice se poate considera

$$\rho = 0.$$

Nivelul de asigurare se consideră:

— pentru calculele la stare limită de deformații $\alpha = 0{,}85$

— pentru calculele la starea limită de capacitate portantă $\alpha = 0{,}95$ și la cele de importanță excepțională $\alpha = 0{,}99$.

Tabelul 3.2

Valorile coeficientului static t_α

$(n-2)$ pentru Φ, ψ, c, a $(n-1)$ pentru γ, σ_{rcs}	Nivelul de asigurare α				
	0,85	0,90	0,95	0,98	0,99
	Coeficientul statistc t_α				
2	1,34	1,89	2,92	4,87	6,96
3	1,25	1,66	2,35	3,45	4,54
4	1,19	1,53	2,13	3,02	3,75
5	1,16	1,48	2,01	2,74	3,36
6	1,13	1,44	1,94	2,63	3,14
7	1,12	1,41	1,90	2,54	3,00
8	1,11	1,40	1,86	2,49	2,90
9	1,10	1,38	1,83	2,44	2,82
10	1,10	1,37	1,81	2,40	2,76
11	1,09	1,36	1,80	2,36	2,72
12	1,08	1,36	1,78	2,33	2,68
13	1,08	1,35	1,77	2,30	2,65
14	1,08	1,34	1,76	2,28	2,62
15	1,07	1,34	1,75	2,27	2,60
16	1,07	1,34	1,75	2,26	2,58
17	1,07	1,33	1,74	2,25	2,57
18	1,07	1,33	1,73	2,24	2,55
19	1,07	1,33	1,73	2,23	2,54
20	1,06	1,32	1,72	2,22	2,53
25	1,06	1,32	1,71	2,19	2,49
30	1,05	1,31	1,70	2,17	2,46
40	1,05	1,30	1,68	2,14	2,42
50	1,05	1,30	1,67	2,12	2,39

În afara metodei relativ complexe arătate, pentru aprecierea valorilor de calcul, se mai poate utiliza procedeul mult mai expeditiv al curbei cumulative care, așa după cum rezultă dintr-o practică îndelungată, permite obținerea de rezultate bune [23]. Modul de lucru respectiv se va înțelege din examinarea sumară a exemplului prezentat cu determinarea valorii garantate de calcul a greutății volumice trecute în prima coloană a tabelului 3.3.

Cu valorile din coloana 1 puse pe abscisă și procentele cumulate din coloana 4 puse pe ordonată, se construiește curba cumulativă din figura 3.1.

Tabelul 3.3

Prelucrarea statistică după metoda curbei cumulative a valorilor greutăților volumice trecute în prima coloană

Valorile	Frecvența m	Frecvența în % din numărul total de probe n%	Procente cumulate Σq
2,02	2	5	5
2,04	2	5	10
2,06	3	8	18
2,07	1	3	21
2,08	3	8	29
2,08	5	12	41
2,10	6	15	56
2,11	4	10	66
2,12	4	10	76
2,13	3	7	83
2,14	2	5	88
2,15	2	3	93
2,16	1	3	96
2,17	1	2	98
2,18	1	2	100

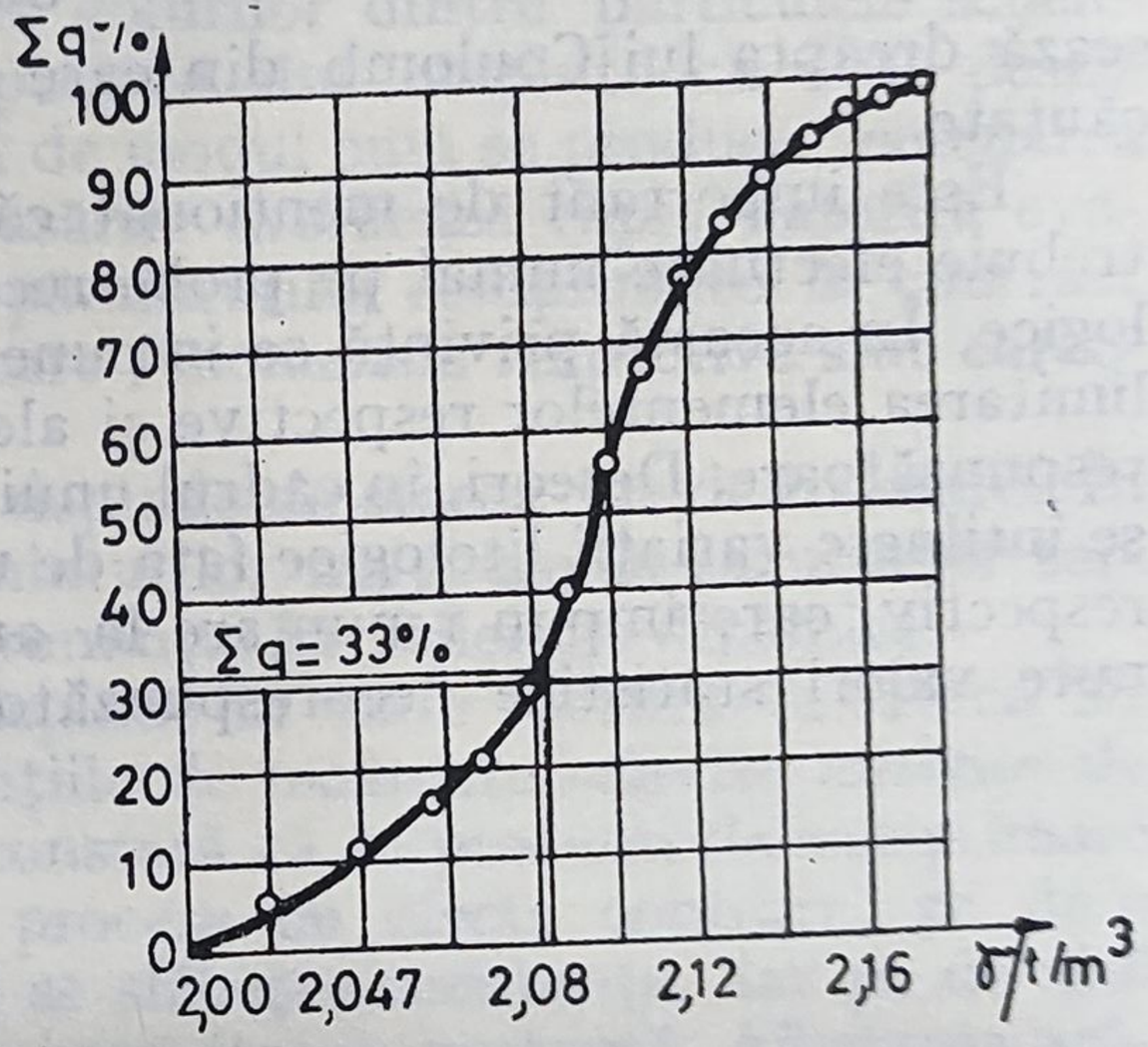


Fig. 3.1 — Curba cumulativă construită pe baza datelor din tabelul 3.3.

În tabelul 3.4 sînt prezentate procentele cumulate recomandate funcție de numărul de date elaborate pentru diferite grade de probabilitate.

În cazul acestui exemplu pentru numărul de date $N = 40$, în tabelul 3.4 prin interpolare, corespunzător gradului de probabilitate 0,95, rezultă procentul cumulat 33. Din dreptul acestei valori de pe ordonata din fig. 3.1 se trece o orizontală pînă la intersecția cu curba cumulativă, de unde se coboară o verticală pe abscisă unde se citește valoarea căutată a greutății volumice în stare uscată.

Tabelul 3.4

Valorile procentului de cumulare pentru diferite grade de probabilitate

Numărul de date	Procentele de cumulare pentru gradele de probabilitate		
	0,95	0,99	0,999
5	0	0	0
10	13,8	10	0
15	20,9	11	0
25	29,4	22	13
50	36,3	32	27
75	38,3	35	31
100	40,2	37	34

Trebuie subliniat că, în cazul adoptării unui grad de probabilitate mai mare de 0,85, se poate renunța la metoda laborioasă arătată în STAS 3300/1-85, fiind astfel posibilă utilizarea procedeului mai simplu al curbei cumulative.

În cazul caracteristicilor de tăiere se procedează în felul următor:

— rezistențele la tăiere τ_1, τ_2, τ_3, corespunzător presiunilor verticale τ_1, τ_2, τ_3 se prelucrează după metoda arătată a curbei cumulative;

— în funcție de valorile astfel obținute pentru τ_1, τ_2 și τ_3 se trasează dreapta lui Coulomb, din care rezultă caracteristicile de tăiere căutate.

Este important de menționat că, prelucrările statistice utilizate trebuie efectuate numai pe probe recoltate din aceleași elemente geologice. În această privință se impune un discernămînt deosebit în delimitarea elementelor respective și alegerea unor date de laborator corespunzătoare. Deseori, în cadrul unui strat sau chiar a aceleiași probe, se întîlnesc variații litologice față de masa predominantă a pămîntului respectiv, care impun renunțare la anumite date pentru a nu fi obținute valori statistice necorespunzătoare.

4. EVALUAREA TASĂRILOR

4.1. CONSIDERAȚII GENERALE

Sub acțiunea încărcărilor, pămînturile suferă deformații generate în cea mai mare parte de micșorarea golurilor dintre particulele scheletului mineral. Dacă golurile respective sînt umplute cu apă, desfășurarea tasărilor este condiționată de modul cum se produce evacuarea lichidului. În cazul nisipurilor, tasările evoluează rapid datorită evacuării lesnicioase a apei din masa pămînturilor comprimate, în contrast cu argilele, puțin permeabile, la care fenomenele respective sînt caracterizate printr-o evoluție lentă.

Compresibilitatea nisipurilor depinde de starea lor de îndesare. În majoritatea cazurilor tasarea pămînturilor nisipoase în cazul unor sarcini statice este redusă și crește pronunțat la solicitări dinamice.

Compresibilitatea argilelor depinde în mare măsură de starea lor de consistență, structură și condițiile de încărcare suferite anterior de stratul respectiv. În general, se constată că în procesul de comprimare în masa pămîntului au loc două procese cu efecte contrare; pe de o parte, prin distrugerea structurii se slăbește rezistența, iar pe de altă parte, îndesarea treptată mărește capacitatea portantă. Afectarea arătată a structurii pămînturilor se evită în cazul unei încărcări lente care permite refacerea legăturilor structurale, în contrast cu situația unei încărcări rapide. În acest fel se explică rezultatele diferite constatate între încercările de laborator cu compresibilități pronunțate favorizate de creșterea rapidă a presiunilor și tasările efective mai reduse în realitate, determinate de ritmul lent al încărcării pămîntului prin înălțarea treptată a construcțiilor. Deseori, rezultatele de laborator sînt afectate de degradarea inevitabilă a structurii pămînturilor prin prelevarea de probe, neîncărcarea corespunzătoare a stanțelor cu pămînt pentru analizare etc.

În vederea stabilirii unei corelații între încărcări și tasări, în majoritatea cazurilor se efectuează încercări de compresiune cu aparatul

de laborator denumit edometru, descris în STAS 8942-71. Caracteristicile de compresibilitate se pot determina și prin încercări de teren în conformitate cu prevederile din STAS 8942/3-75, sau cu ajutorul aparatului triaxial.

Rezultatele unei încercări de compresibilitate cu aparatul edometru se redau prin curbe de compresiune-tasare, care reprezintă corelațiile la scară obișnuită sau semilogaritmică între presiuni și indicele de porozitate e, așa cum se arată în figura 4.1.

În locul corelațiilor arătate între indicii porilor și presiuni, datele încercărilor de laborator pot fi reprezentate prin variația deformației specifice $e_p = \frac{\Delta H}{H}$, exprimată în procente funcție de presiune (ΔH este tasarea probei și H înălțimea). Această corelație este avantajoasă, deoarece utilizarea datelor privind porozitatea este mai puțin expresivă, iar determinarea lui e impune calcule suplimentare. În afară de aceasta, curbele de compresiune-tasare permit determinarea directă a tasării unui strat de un metru sub acțiunea presiunii respective, care se notează cu e_0 și poartă denumirea de tasare specifică la presiunea p.

În ipoteză că la presiune p_1 corespunde indicele de porozitate e_1. iar la p_2, e_2 și admițînd că, în intervalul respectiv, curba de presiune-porozitate se poate asimila cu o dreaptă, în funcție de notațiile din figura 4.1. rezultă relația:

$$e_2 = e_1 - a \cdot \Delta p \tag{4.1}$$

sau în cazul reprezentării la scară semilogaritmică:

$$e_2 = e_1 - a_0 \cdot \log \frac{p_2}{p_1} \tag{4.2}$$

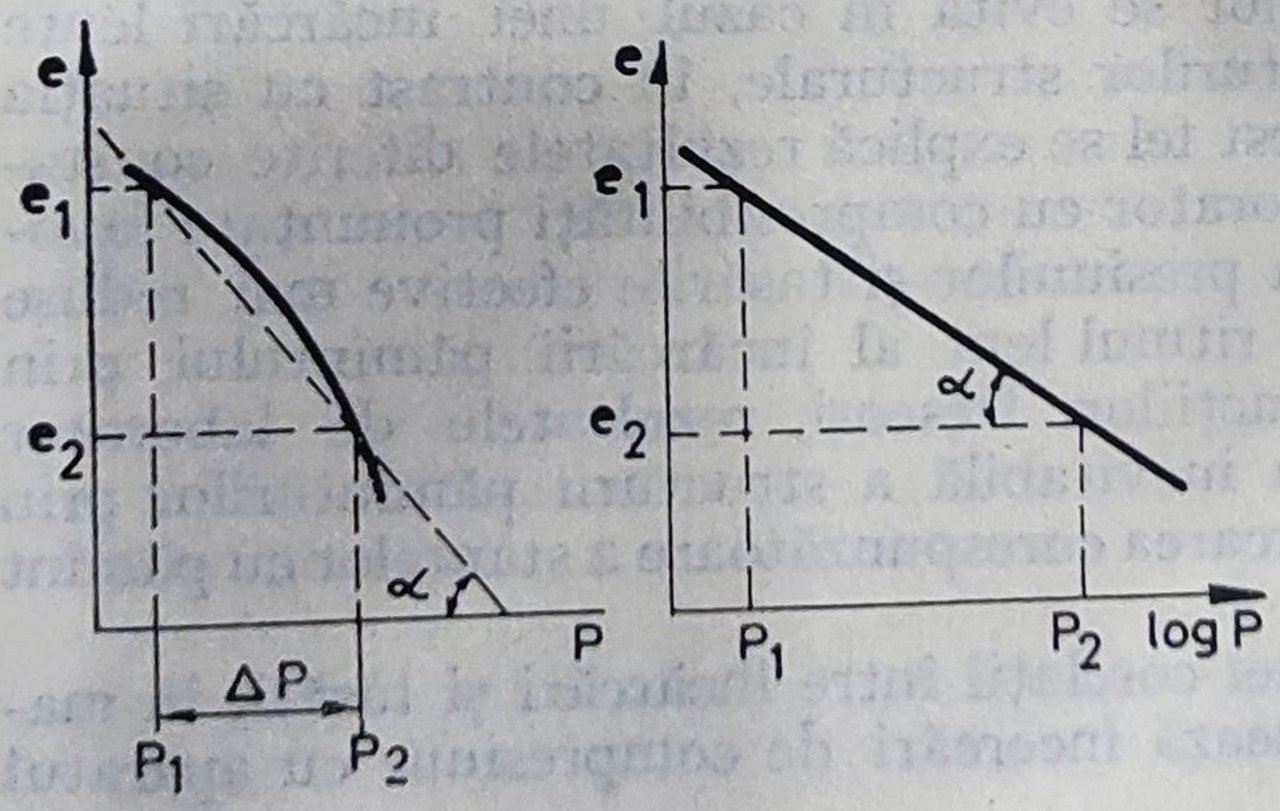


Fig. 4.1 — Corelații compresiune-porozitate

în care: $a = \dfrac{\Delta e}{\Delta p}$ (cm²/Kg) și poartă denumirea de coeficient de compresibilitate, iar $a_0 = \operatorname{tg} \alpha$ (cm²/Kg) (10^{-2} kPa), fiind denumit coeficient absolut de compresibilitate.

Valorile lui a permit aprecierea gradului general de compresibilitate a unui pământ, în funcție de următoarele indicații: a=0,001 cm²/Kg (10^{-2} kPa) în cazul unor tasări mici; a = 0,01 cm²/Kg (10^{-2} kPa) la tasări medii, posibil neuniforme, și a=0,1 cm²/Kg (10^{-2} kPa) la tasări mari.

Procedînd în mod similar cu reprezentările presiuni-tasări specifice rezultă relația:

$$M = \frac{p_2 - p_1}{e_{p_1} - e_{p_2}} \tag{4.3}$$

în care: M este denumit modul de deformație edometrică.

În mod curent valorile modulului M variază în funcție de intervalul dintre presiunile luate în considerare. Un fapt important care trebuie avut în vedere este acela că modulul de deformație edometric M determinat în laborator pe ștanțe care nu permit variațiile de volum laterale, diferă de modulul de deformație liniară E a pământului efectiv de fundație, care se poate dilata în urma aplicării sarcinilor verticale.

În lipsa unor încercări de teren, pentru calculul deformațiilor la faze preliminare, modulul de deformație liniară se poate determina cu formula:

$$E = M_0 \cdot M \tag{4.4}$$

în care: M este valoarea modulului de deformație determinat în intervalul de presiuni — sarcina geologică ÷ sarcina geologică + solicitarea dată de construcție la nivelul respectiv;

M_0 — coeficient de corecție, care se poate adopta după tabelul 4.1; pentru pământurile prăfoase și argiloase avînd indicele de consistență $I_c < 0{,}5$ sau indicele porilor $e > 1{,}1$, se admite $M_0 = 1$.

Tabelul 4.1

Valorile M_0

Denumirea pământului	I_c	Valorile M_0 pentru indicele porilor (e)			
		0,41 ... 0,60	0,61 ... 0,80	0,81 ... 1,00	1,01 ... 1,1
1	2	3	4	5	6
Nisipuri cu excepția celor argiloase	—	1,0	1,0		
Nisipuri argiloase, prăfoase nisipoase, argile nisipoase	0,00 ... 1,0	1,6	1,3	1,0	

Tabelul 4.1 (continuare)

1	2	3	4	5	6
Prafuri argiloase, argile prăfoase	0,76 ... 1,0	2,3	1,7	1,3	1,1
	0,50 ... 0,75	1,9	1,5	1,2	1,0
Argile, argile grase	0,76 ... 1,0	1,8	1,5	1,3	1,2
	050 ... 0,75	1,5	1,3	1,1	1,0

Pentru aprecierea valorilor E, în cazul pământurilor nisipoase, se pot utiliza datele din tabelul 1.2.

Tabelul 4.2

Valorile modulului de deformație E la pământurile nisipoase

Denumirea pământurilor	Valorile E (în kPa) pentru indicele porilor e, egal cu:			
	0,45	0,55	0,65	0,75
Nisipuri grosiere, nisipuri cu pietrișuri	50 000	40 000	30 000	
Nisipuri medii	48 000	38 000	28 000	18 000
Nisipuri fine	39 000	28 000	18 000	11 000

În cazul pământurilor coezive valorile orientative ale modulului de deformație E se pot lua din tabelul 4.3.

Tabelul 4.3

Valorile orientative ale modulului de deformație E pentru pământurile coezive

Originea	Denumirea	Consistența	Valorile de calcul ale modulului E (în kPa) pentru indicele porilor e, egal cu:						
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Aluviale, diluviale, lacustre, aluviale-lacustre	Praf nisipos	$0,25 \leqslant I_c \leqslant 1,0$	32 000	24 000	16 000	10 000	7 000	—	—
	Praf, praf argilos, argilă prăfoasă, argilă nisipoasă	$0,75 \leqslant I_c \leqslant 1,0$	34 000	27 000	22 000	17 000	14 000	11 000	—
		$0,50 \leqslant I_c \leqslant 0,75$	32 000	25 000	19 000	14 000	11 000	8 000	—
	Argilă	$0,75 \leqslant I_c \leqslant 1,0$	—	28 000	24 000	21 000	18 000	15 000	12 000
	Argilă grasă	$0,50 \leqslant I_c \leqslant 0,75$	—	—	21 000	18 000	15 000	12 000	9 000

Observații:
1. Valorile din tabel se referă la pământurile argiloase având $Sr \geqslant 0,8$ și maximum 5% materii organice.
2. Pentru valori ale indicelui porilor e intermediare, se admite interpolarea liniară a valorilor.

Tabelul 4.1 (continuare)

1	2	3	4	5	6
Prafuri argiloase, argile prăfoase	0,76 ... 1,0	2,3	1,7	1,3	1,1
	0,50 ... 0,75	1,9	1,5	1,2	1,0
Argile, argile grase	0,76 ... 1,0	1,8	1,5	1,3	1,2
	050 ... 0,75	1,5	1,3	1,1	1,0

Pentru aprecierea valorilor E, în cazul pământurilor nisipoase, se pot utiliza datele din tabelul 1.2.

Tabelul 4.2

Valorile modulului de deformație E la pământurile nisipoase

Denumirea pământurilor	Valorile E (în kPa) pentru indicele porilor e, egal cu:			
	0,45	0,55	0,65	0,75
Nisipuri grosiere, nisipuri cu pietrișuri	50 000	40 000	30 000	
Nisipuri medii	48 000	38 000	28 000	18 000
Nisipuri fine	39 000	28 000	18 000	11 000

În cazul pământurilor coezive valorile orientative ale modulului de deformație E se pot lua din tabelul 4.3.

Tabelul 4.3

Valorile orientative ale modulului de deformație E pentru pământurile coezive

Originea	Denumirea	Consistența	Valorile de calcul ale modulului E (în kPa) pentru indicele porilor e, egal cu:						
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Aluviale, diluviale, lacustre, aluviale-lacustre	Praf nisipos	$0,25 \leqslant I_c \leqslant 1,0$	32 000	24 000	16 000	10 000	7 000	—	—
	Praf, praf argilos, argilă prăfoasă, argilă nisipoasă	$0,75 \leqslant I_c \leqslant 1,0$	34 000	27 000	22 000	17 000	14 000	11 000	—
		$0,50 \leqslant I_c \leqslant 0,75$	32 000	25 000	19 000	14 000	11 000	8 000	—
	Argilă	$0,75 \leqslant I_c \leqslant 1,0$	—	28 000	24 000	21 000	18 000	15 000	12 000
	Argilă grasă	$0,50 \leqslant I_c \leqslant 0,75$	—	—	21 000	18 000	15 000	12 000	9 000

Observații:
1. Valorile din tabel se referă la pământurile argiloase având $Sr \geqslant 0,8$ și maximum 5% materii organice.
2. Pentru valori ale indicelui porilor e intermediare, se admite interpolarea liniară a valorilor.

Tasarea completă, finală, a unei fundații depinde de mai mulți factori așa după cum urmează: presiunea exercitată la talpa de fundare, compresibilitatea pămînturilor caracterizată prin modulii de deformație, dimensiunile, forma și rigiditatea fundației, adîncimea planului de fundare, dezvoltarea zonelor plastice din pămînt, grosimea masei deformabile și proprietățile straturilor componente ale acestuia, inclusiv permeabilitatea și posibilitățile de drenaj, degradarea pămînturilor în timpul lucrărilor de excavare.

Referitor la influența dimensiunilor fundației se pot menționa următoarele:

— pentru presiuni la talpa de fundare cuprinse între 1 și 5 daN/cm² (0,1 ... 0,5 MPa), în cazul unor lățimi ale fundațiilor variind între 0,5 și 0,7 m pe de o parte și 3 și 5 m (limita superioară) de pe altă parte, se constată o variație liniară a tasărilor funcție de lățimea tălpii de fundare;

— pentru presiuni de 1 ... 5 daN/cm², în funcție de creșterea lățimii fundațiilor peste 3 ... 5 m, nu se mai constată o variație liniară a tasărilor; în continuare creșterea lățimii fundațiilor peste cca 10 ... ... 20 m, nu mai determină mărirea tasărilor ([12]).

În legătură cu influența formei fundației, pe bază de considerente teoretice și parțial verificări experimentale, s-a constatat că pentru aceeași mărime a suprafeței de fundare, formele restrînse-compacte, ca pătratele sau cercurile, dau tasări mai mari.

Prin adîncirea fundațiilor se obțin o serie de avantaje și anume: se reduc deformațiile laterale care micșorează pericolul nașterii de zone plastice și producerii fenomenelor de refulare, compresibilitatea pămîntului în adîncime este mai redusă, influența presiunii la talpa de fundare se micșorează datorită sarcinii geologice care se scade din solicitarea dată de construcție. Trebuie menționat că realizarea de fundații cu adîncimi mai mari este relativ ușoară în cazul unor dimensiuni reduse și se complică la construcțiile cu suprafețe de fundare mai mari, astfel că adoptarea soluțiilor optime impune efectuarea de calcule tehnico-economice.

Grosimea masei de pămînt compresibile de sub fundație, în limitele căreia se resimte influența solicitărilor construcției respective, este denumită zonă activă.

În STAS 3300-77 pentru stabilirea zonei active se indică următoarea condiție:

$$\sigma_z < 0{,}2 \cdot \sigma_{gz} \tag{4.5}$$

în care: σ_z este solicitarea dată de construcție;

σ_{gz} — solicitarea geologică.

În cazul prezenței la adîncimea stabilită, după principiul respectiv, a unui strat cu modulul de elasticitate $E < 50$ daN/cm² (5000 kPa), în conformitate cu recomandările din STAS 3300-77, adîncimea zonei active se majorează prin includerea stratului respectiv, sau se are în vedere îndeplinirea condiției:

$$\sigma_z = 0{,}1\ \sigma_{gz} \tag{4.6}$$

Pentru construcțiile hidrotehnice cu mari suprafețe de fundare, la care îndeplinirea condițiilor de mai sus ar impune adîncimi neraționale ale zonei active, în conformitate cu recomandările din SNIP-16-76, se poate avea în vedere condiția:

$$\sigma_z = 0{,}5\ \sigma_{gz} \tag{4.7}$$

În unele normative străine se arată că în cazul construcțiilor cu lățimi ale fundațiilor mai mari de 10 m, așezate pe pămînturi caracterizate printr-un modul de deformații $M \geqslant 100$ daN/cm² (10.000 kPa), grosimea zonei active se determină cu formula:

$$H = H_0 + 2 \cdot t_0 \cdot \frac{B}{2} \tag{4.8}$$

în care: H_0 are valoarea de 9 m pentru pămînturile argiloase și 6 m pentru pămînturile nisipoase;

t_0 — valoarea de 0,15 pentru pămînturile argiloase și 0,10 pentru cele nisipoase;

$\frac{B}{2}$ — jumătate din latura mică a fundației sau raza fundației de formă circulară ([12]).

În eventualitatea că sub adîncimea H față de talpa de fundare, dată de formula de mai sus, se găsește un strat de pămînt cu grosimea $h \leqslant 5$m caracterizat printr-un modul de deformație edometric $M < 10\,000$ kPa, se impune utilizarea în calculele pentru determinarea tasărilor a formulelor 4.5 și 4.6.

4.2. TASĂRILE ADMISIBILE

Tasările produse de sarcinele construcțiilor trebuie să se încadreze în anumite limite astfel ca să fie asigurată o exploatare normală și să se evite producerea degradărilor.

Pentru construcțiile hidrotehnice, executate mai frecvent în cadrul amenajărilor hidroameliorative, pînă în prezent s-au admis în linii generale tasările admisibile arătate în tabelul 4.4.

Tabelul 4.4

Tasările admisibile pentru construcţiile hidrotehnice din cadrul sistemelor de îmbunătăţiri funciare

Denumirea construcţiilor	Tasări admisibile, cm
Staţii de pompare mari şi foarte mari	5
Staţii de pompare mici şi mijlocii cu suprastructură	10
Staţii de pompare mici şi mijlocii fără suprastructură	20
Bazine de aspiraţie	40
Bazine de refulare pentru viteze de ieşire din conductă pînă la 1,5 m/s	30
Bazine de refulare pentru viteze de ieşire din conductă mai mari de 1,5 m/s	20
Bazine de refulare pereate cu dale articulate	50
Radierele disipatoarelor de energie	15
Canale de pămînt căptuşite cu beton monolit	30
Canale căptuşite cu dale din beton armat	50
Construcţii din pămînt* (diguri, diferite ramblee şi baraje)	50
Stăvilare automatizate hidraulic, deversoare cu mască	Tasări condiţionate de regimul de funcţionare
Stăvilare neautomatizate, poduri cu structură obişnuită	15
Idem, cu structuri capabile de a prelua tasări mari	30
Construcţii pe canale de irigaţii din prefabricate care permit refaceri	50

* Cu condiţia ca tasarea să fie preluată de construcţiile de artă aferente masei de pămînt.

Dacă fundaţia unei construcţii suferă pe întreaga sa suprafaţă aceeaşi tasare ca mărime, suprastructura nu va fi afectată. În situaţia că între diferitele părţi ale fundaţiei sau între fundaţiile izolate se produc tasări diferenţiate, în structură iau naştere eforturi suplimentare şi cînd aceste deplasări cresc peste anumite limite, structura poate înregistra degradări şi chiar cedări. Limitele respective, stabilite de Skempton, MacDonald şi Bjerrum sub forma tasării relative pentru diferite construcţii sînt prezentate în tabelul 4.5. Prin tasare relativă se înţelege diferenţa între tasările absolute a două fundaţii învecinate raportată la distanţa dintre ele.

Tabelul 4.5

Deformaţii relative la care sînt posibile degradări ale construcţiilor (9)

Tasarea relativă	Comportarea construcţiei
1/750	Limita la care pot apărea dificultăţi în funcţionarea utilajelor sensibile la tasări
1/600	Limita pericolului de degradare a cadrelor cu diagonale

Tabelul 4.5 (continuare)

Tasarea relativă	Comportarea construcției
1/500	Limita de siguranță la clădirile pentru care nu sînt permise fisurile
1/300	Limita la care sînt de așteptat primele fisuri în zidurile despărțitoare
1/250	Limita la care înclinarea construcțiilor rigide înalte devine vizibilă
1/150	Fisuri apreciabile în zidurile despărțitoare și în zidăria de cărămidă
1/150	Limita de siguranță pentru zidurile flexibile de cărămidă la care $\frac{h}{l} < 1{,}4$.
1/150	Limita la care pot apărea degradări generale a structurii construcțiilor

4.3. DETERMINAREA EFORTURILOR DE COMPRESIUNE

Efortul unitar mediu p_n de la talpa fundației se determină cu relația:

$$p_n = p - \gamma \cdot D \tag{4.9}$$

în care: p este efortul unitar dat de construcție;
γ — greutatea volumică medie a pămîntului situat deasupra tălpii fundației;
D — adîncimea de fundare.

În cazul gropilor de fundare cu lățimi mari ($B > 10$ m) executate în terenuri coezive, cînd există posibilitatea ca fundul săpăturii să se umfle după excavare, efortul unitar net mediu pe talpa de fundare este:

$$p_n = p \tag{4.10}$$

fără a se considera efectul de descărcare a greutății pămîntului excavat.

Pe verticala centrului fundațiilor de diferite forme, determinarea eforturilor σ_z la diferite adîncimi se determină expeditiv cu relația:

$$\sigma_z = \alpha_0 \cdot p_n \tag{4.11}$$

în care: α_0 este coeficientul de distribuție al eforturilor verticale sub centrul fundației, pentru presiuni uniform distribuite

pe talpă, dat în tabelul 4.6 în funcție de rapoartele laturilor fundației L/B și adîncimea z a punctului considerat față de latura mică a fundației;

p_n — efortul unitar net mediu pe talpa de fundare.

Tabelul 4.6

Valorile coeficientului α_0

z/B	Cerc	Pătrat	Dreptunghi cu raportul laturilor L/B egal cu:			
			2	3	4	10
0,0	1,0	1,0	1,00	1,00	1,00	1,00
0,2	0,95	0,96	0,96	0,98	0,98	0,98
0,4	0,76	0,80	0,87	0,88	0,88	0,88
0,6	0,55	0,61	0,73	0,75	0,75	0,75
0,8	0,39	0,45	0,53	0,63	0,64	0,64
1,0	0,29	0,34	0,48	0,53	0,55	0,55
1,2	0,22	0,26	0,39	0,44	0,47	0,48
1,4	0,17	0,20	0,32	0,38	0,41	0,42
1,6	0,13	0,16	0,27	0,32	0,36	0,37
1,8	0,11	0,13	0,22	0,28	0,32	0,34
2,0	0,09	0,11	0,19	0,24	0,28	0,31
3,0	0,04	0,05	0,10	0,13	0,17	0,21
4,0	0,02	0,03	0,06	0,08	0,11	0,16
5,0	6,02	0,02	0,04	0,05	0,08	0,13
6,0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,06	0,10

Pentru valori intermediare ale rapoartelor z/B și L/B se admite interpolarea liniară a datelor din tabel.

Tasarea suplimentară în dreptul unui punct la o fundație, sub influența încărcărilor transmise de construcțiile învecinate sau de supraîncărcarea terenului învecinat, se calculează după metoda punctelor de colț.

Efortul unitar σ_z la adîncimea z în dreptul unui punct situat pe verticala colțului unei suprafețe dreptunghiulare încărcată cu presiunea uniformă distribuită p_0 se calculează cu relația:

$$\sigma_z = \alpha_c \cdot p_0, \text{ în kPa} \tag{4.12}$$

în care: α_c este coeficientul de distribuție al eforturilor verticale la colțul suprafeței încărcate, care se ia din tabelul 4.7 în funcție de rapoartele laturilor fundației L/B și a adîncimii considerate față de lățimea fundației z/B;

p_0 — presiunea netă uniform distribuită pe talpa fundației în kPa.

Tabelul 4.7

Valorile coeficientului α_c

z/B	α_c pentru raportul laturilor L/B egal cu				
	1	2	3	5	$\geqslant 10$
0,0	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500
0,2	0,2486	0,2491	0,2492	0,2492	0,2492
0,4	0,2401	0,2439	0,2442	0,2443	0,2445
0,6	0,2229	0,2329	0,2339	0,2342	0,2342
0,8	0,1999	0,2176	0,2196	0,2202	0,2202
1,0	0,1752	0,1999	0,2034	0,2044	0,2046
1,2	0,1516	0,1818	0,1870	0,1885	0,1888
1,4	0,1308	0,1614	0,1712	0,1735	0,1740
1,6	0,1123	0,1482	0,1567	0,1598	0,1604
2,0	0,0840	0,1202	0,1314	0,1363	0,1374
3,0	0,0447	0,0732	0,0870	0,0959	0,0987
4,0	0,0270	0,0474	0,0605	0,0712	0,0758
5,0	0,0179	0,0328	0,0435	0,0547	0,0610
6,0	0,0127	0,0238	0,0325	0,0431	0,0506
8,0	0,0073	0,0140	0,0198	0,0283	0,0367
10,0	0,0047	0,0092	0,0132	0,0198	0,0280

Observații: Pentru valori intermediare ale rapoartelor L/B și z/B, se admite interpolarea liniară a datelor din tabel.

Prin suprapunerea efectelor se poate determina efortul σ_z pe verticala unui punct la o distanță oarecare de fundația dreptunghiulară ABCD, încărcată cu o presiune uniform distribuită (fig. 4.1 a)

Efortul unitar vertical σ_z se calculează cu relația:

$$\sigma_z = p_0 \cdot (\alpha_{c_1} + \alpha_{c_2} - \alpha_{c_3} - \alpha_{c_4}), \text{ în kPa} \qquad (4.13)$$

în care: α_{c_1} este coeficientul de distribuție al eforturilor pentru dreptunghiul AEPG;

α_{c_2} — coeficientul de distribuție al eforturilor pentru dreptunghiul GPFD;

α_{c_3} — coeficientul de distribuție al eforturilor pentru dreptunghiul BEPH;

α_{c_4} — coeficientul de distribuție al eforturilor pentru dreptunghiul HPFC.

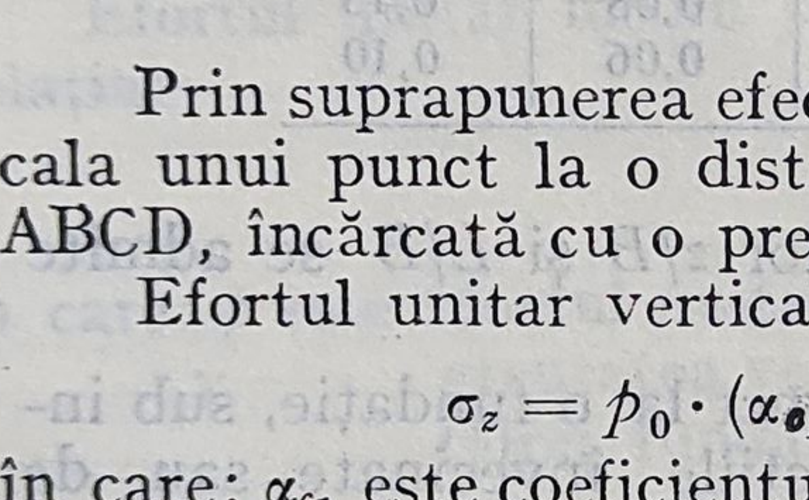


Fig. 4.1 a — Schemă ajutătoare la formula 4.13

Pentru fundațiile de formă specială în plan, la care distribuția presiunilor pe talpă se admite a fi uniformă, eforturile σ_z pe verticala diferitelor puncte se pot determina cu ajutorul metodei punc-

telor de colț care constă din aproximarea formei reale a fundației cu un număr de suprafețe dreptunghiulare și suprapunerea efectelor.

În cazul unor pământuri compresibile așezate pe un pat nedeformabil se produce o concentrare a eforturilor care se poate determina cu ajutorul tabelului 4.8 [36].

Tabelul 4.8

Coeficienții α pentru determinarea eforturilor verticale maxime p_p, din masa unor pământuri compresibile situate pe un pat nedeformabil la adîncimea h în cazul unor fundații continue cu lățimea $2b$; ($p_p = \alpha p_0$, p_0 fiind presiunea la talpa de fundare)

$\frac{z}{h}$	în cazul patului nedeformabil la adncimea:		
	$h = b$	$h = 2b$	$h = 5b$
1	1	1	1
0,8	1,009	0,99	0,82
0,6	1,020	0,92	0,57
0,4	1,024	0,84	0,44
0,2	1,023	0,78	0,37
0	1,022	0,76	0,36

În contrast cu pământurile nedeformabile care determină concentrarea eforturilor din masa pământurilor compresibile, straturile mai slabe din bază atenuează valoarea acestora. Pentru astfel de situații, în mod aproximativ, efortul de compresiune maxim, la adîncimea h sub suprafața terenului asupra căruia acționează sarcina P, se stabilește cu formula ([36]):

$$p_h = 0{,}45\ P/h^2 \tag{4.14}$$

Brinch Hansen în Hauptprobleme der Bodenmechanik recomandă următoarele expresii simplificate pentru determinarea eforturilor verticale p_z sub centrul unor fundații mai caracteristice și anume:

1. Cazul fundațiilor continue flexibile:

$$p_z = \frac{P}{B + z} \tag{4.15}$$

în care: $P = p_0 \cdot B$, p_0 fiind sarcina uniform distribuită și B lățimea fundației.

z— adîncimea punctului considerat.

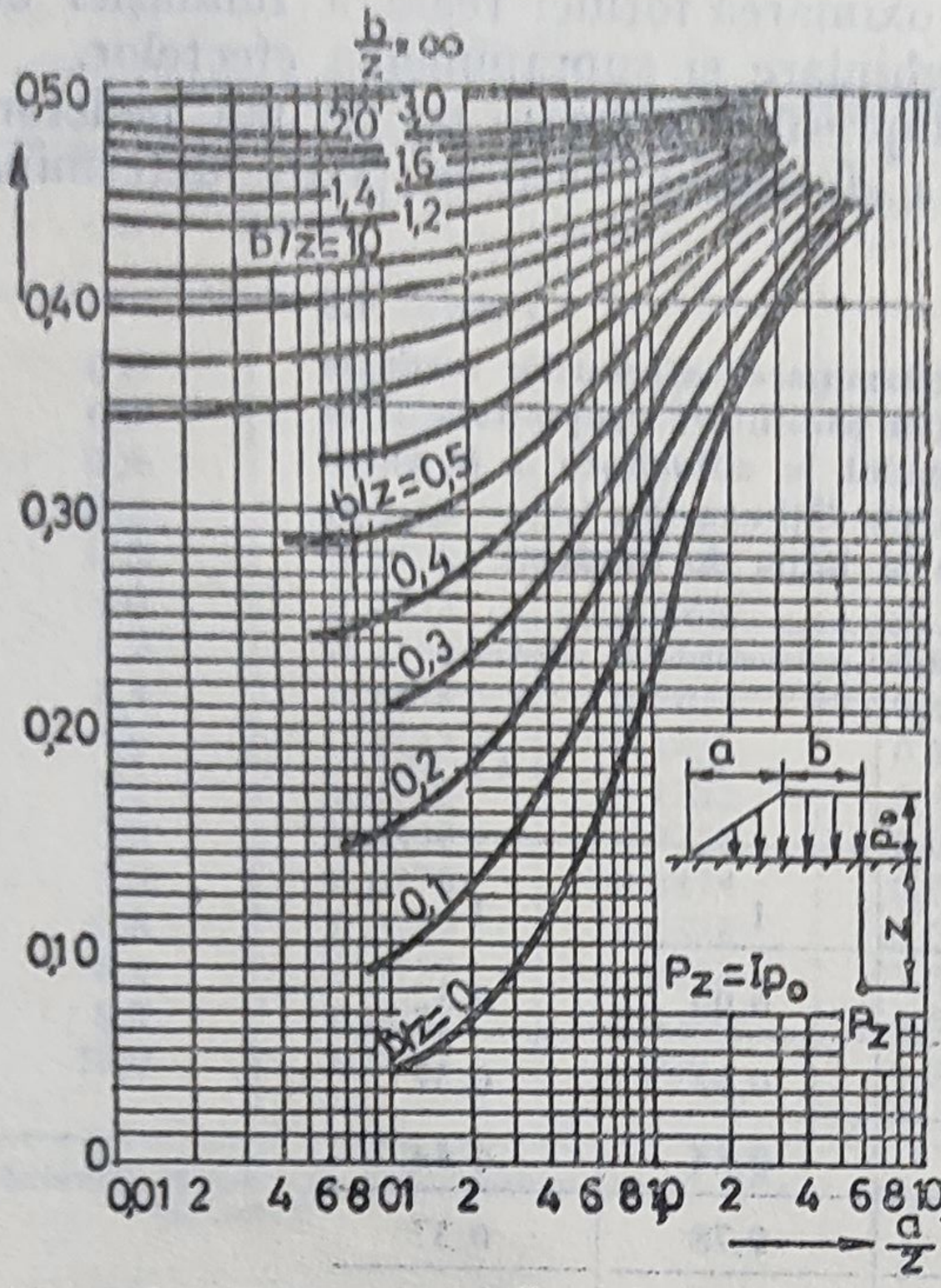


Fig. 4.2 — Graficul lui Ősterberg pentru determinarea eforturilor verticale dintr-un pământ încărcat cu un rambleu

Pentru adîncimi $z < B/2$ efortul vertical se poate admite $p_z = p_0$.

2. Fundațiile de formă pătrată.

$$p_z = \frac{P}{(B+z)^2} \qquad (4.16)$$

în acest caz fiind evidentă relația $P = p_0 \cdot B^2$

3. Fundațiile cu suprafață în plan dreptunghiulară.

$$p_z = \frac{P}{(B+z)(L+z)} \qquad (4.17)$$

L fiind lungimea laturei mari a fundației, iar semnificația celorlalte litere fiind aceeași ca în formulele precedente.

Un procedeu comod pentru determinarea eforturilor verticale sub diferite ramblee este cu ajutorul graficului din figura 4.2 propus de Osterberg (S.U.A.) și modul de lucru cu acesta se înțelege mai bine din rezolvarea exemplelor de mai jos.

Exemplul 1. Se cere determinarea efortului vertical în punctul A situat la adîncimea de 20 m sub rambleul arătat în figura 4.3.a

Succesiunea operațiilor este următoarea:

$$\frac{a}{z} = \frac{20}{20} = 1$$

$$I_{calc} = I_{sting} + I_{drept}$$

Din figura 4.3 a se vede că $b_{sting} = 10$, iar $b_{drept} = 30$ și deci $\frac{b_{sting}}{z} = \frac{10}{20} = 0{,}5$, iar $\frac{b_{drept}}{z} = \frac{30}{20} = 1{,}5$ în funcție de care din grafic se obțin:

$I_{sting} = 0{,}397$ și $I_{drept} = 0{,}478$ și deci $I_{calc} = 0{,}397 + 0{,}478 = 0{,}875$ cu această valoare calculîndu-se valoarea lui p_z și anume:

$$p_z = 0{,}875 \cdot p_0.$$

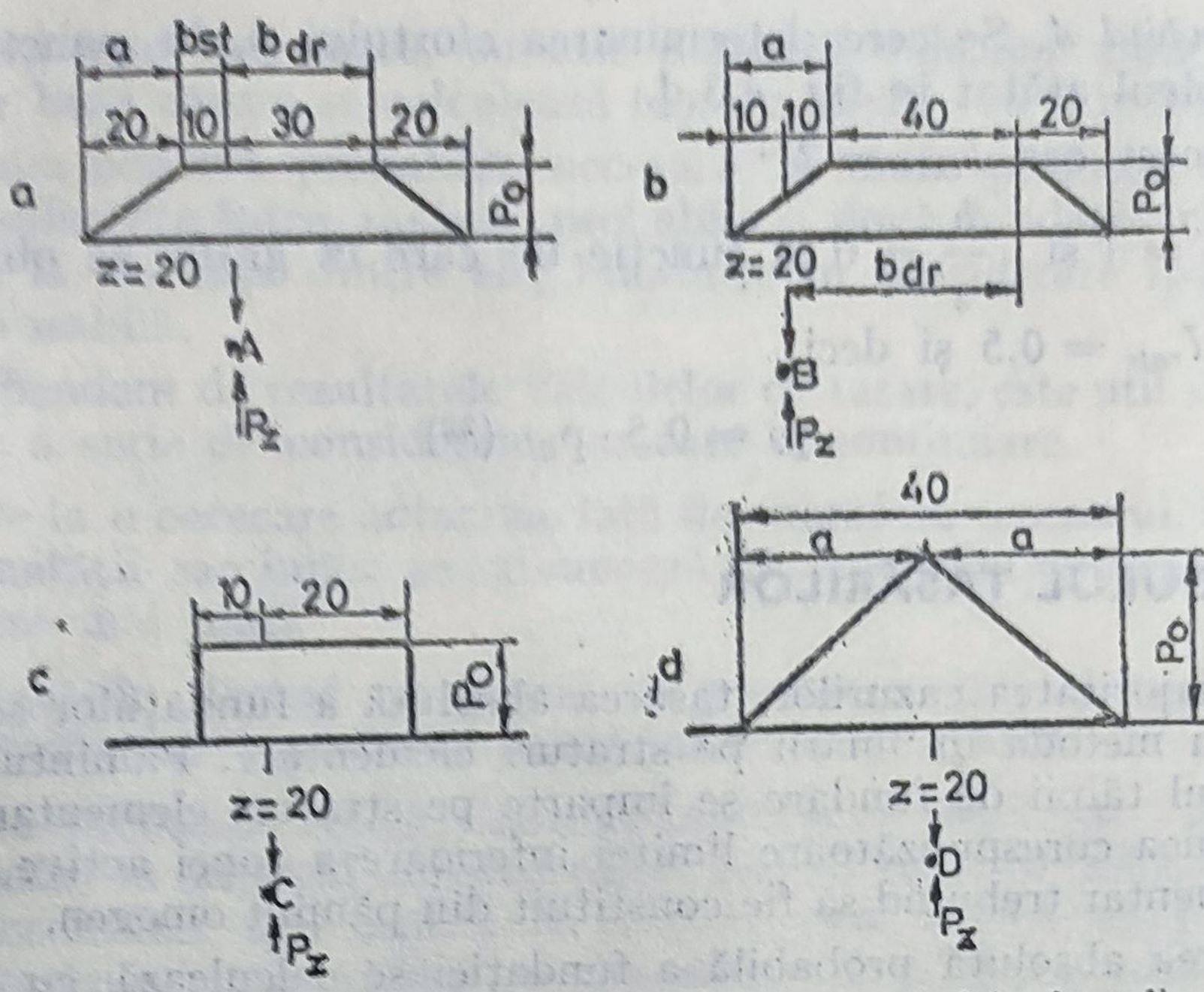


Fig. 4.3 — Schemele de calcul în legătură cu exemplele de aplicare a graficului Österberg

Exemplul 2. Se cere determinarea efortului p_z în punctul B de sub rambleul arătat în figura 4.3. b

În acest caz $I_{calc} = I_{drept}$ și succesiunea operațiilor este următoarea:

$\frac{a}{z} = \frac{20}{20} = 1$; $\frac{b_{drept}}{z} = \frac{40+10}{20} = 2{,}5$ în funcție de aceste date rezultînd din grafic $I_{calc} = I_{drept} = 0{,}492$ și în final

$$p_z = 0{,}492 \cdot p_0$$

Exemplul 3. Se cere determinarea efortului p_z în punctul C de sub rambleul arătat în figura 4.3.c.

În acest caz $a = 0$ și raportul a/z se admite 0,01:

$$\frac{b_{sting}}{z} = \frac{10}{20} = 0{,}5 \text{ și } \frac{b_{drept}}{z} = \frac{20}{20} = 1$$

În funcție de toate aceste date din grafic se obține $I_{sting} = 0{,}278$ și $I_{drept} = 0{,}41$, de unde $I_{calc} = 0{,}278 + 0{,}41 = 0{,}688$, astfel că

$$p_z = 0{,}688 \cdot p_0$$

Exemplul 4. Se cere determinarea efortului p_z în punctul D de sub rambleul arătat în fig. 4.3.d.

În acest caz $I_{calc} = 2 \cdot I$

$\frac{a}{z} = \frac{20}{20} = 1$ și $\frac{b}{z} = 0$ în funcție de care în grafic se obține $I = 0{,}25$; $I_{calc} = 0{,}5$ și deci

$$p_z = 0{,}5 \cdot p_0 \cdot (^{22})$$

4.4. CALCULUL TASĂRILOR

În majoritatea cazurilor, tasarea absolută a fundațiilor se calculează prin metoda însumării pe straturi elementare. Pământul situat sub nivelul tălpii de fundare se împarte pe straturi elementare, pînă la adîncimea corespunzătoare limitei inferioare a zonei active, fiecare strat elementar trebuind să fie constituit din pământ omogen.

Tasarea absolută probabilă a fundației se calculează cu relația:

$$S = 100\,\beta \sum_{1}^{n} \frac{\sigma_{zi}^{med} \cdot h_i}{E_i} \quad \text{(în cm)} \qquad (4.18)$$

în care: β este coeficientul de corelație sau corecție, egal cu 0,8 pentru fundații obișnuite și 1,0 pentru ramblee;

h_i — grosimea stratului elementar i, în m;

E_i — modulul de deformație liniară al stratului i, în kPa;

n — numărul de straturi elementare cuprins în limita zonei active;

σ_{zi}^{med} — efortul vertical mediu în stratul elementar i, calculat după unul din procedeele arătate anterior.

Metoda straturilor elementare poate fi rezolvată și cu ajutorul curbelor de compresiune-tasare, adică în funcție de tasările specifice e_p corespunzător diferitor presiuni. În acest scop se utilizează formula:

$$S = \sum_{0}^{n} e_p \cdot h_i \qquad (4.19)$$

în care: h_i este grosimea stratului elementar i, în m;

n — numărul acestor straturi în limitele zonei active.

Tasarea medie probabilă a construcției se calculează efectuîndu-se media aritmetică a tasărilor absolute probabile a cel puțin 3 fundații izolate sau tălpi continue de fundare ale construcției. Cu cît suprafața

construcției este mai mare, cu atît numărul valorilor tasărilor probabile, pe baza cărora se calculează tasarea medie, va fi mai mare.

Tasarea relativă probabilă, necesară în unele proiecte, se calculează ca diferența între tasările probabile a două fundații învecinate, raportate la distanța dintre ele, luîndu-se în considerare ipoteza cea mai defavorabilă.

Independent de rezultatele calculelor de tasare, este util să se aibă în vedere o serie de considerente arătate în continuare.

1. De la o oarecare adîncime față de suprafața terenului, influența neuniformității sarcinilor se atenuează în condițiile unei zone active de grosimi mai mari.

2. Tasările depind nu numai de presiunea unitară realizată pe talpa de fundare ci și de întreaga sarcină a construcțiilor.

3. La fundațiile rigide, datorită faptului că eforturile verticale p_z sînt maxime în mijlocul construcțiilor, rezultă tasări minime la capete și mai accentuate spre centru. În situația unui teren tare, care nu cedează, tasările construcțiilor se uniformizează și epura presiunilor de la talpa fundațiilor capătă o formă de șea cu intensități mai mari la capete și minime spre centru.

În cazul unui pămînt care poate înregistra ușoare deformații plastice, independent de faptul că eforturile sînt mai mari la centru, tasările au tendința unor dezvoltări maxime spre capetele fundațiilor și minime în axul construcțiilor.

4. Efectul neuniformității tasărilor asupra construcțiilor este deseori exagerat de unii ingineri. Desfășurarea lentă a fenomenelor respective determină dezvoltarea unor cedări plastice ușoare, care nu generează degradări vizibile ([22]).

4.5. DETERMINAREA TASĂRILOR DUPĂ METODA STRATULUI ECHIVALENT

Dat fiind că procedeele arătate pentru determinarea tasărilor sînt în general laborioase, în practica lucrărilor de îmbunătățiri funciare cu frecvente cazuri de studii sumare, este recomandabilă utilizarea de procedee expeditive, deși în acest caz rezultatele obținute sînt mai aproximative. Un astfel de procedeu este cel al stratului echivalent, propus de Tîtovici și care este arătat în continuare.

În cazul acestui procedeu, tasarea fundației este dată de formula:

$$S = A \cdot B \cdot a_0 \cdot p \qquad (4.20)$$

în care: A sînt coeficienți dați în tabelele 4.9 și 4.10;

B — lățimea sau diametrul fundației;

a_0 — coeficient relativ de compresibilitate cu relația $a_0 = \frac{a}{1 + e_0}$, a fiind coeficientul de compresibilitate dat de formula 4.1, iar e_0 indicele de porozitate corespunzător presiunii inițiale.

Produsul $h_e = A \cdot B$ reprezintă grosimea stratului echivalent corespunzător cazului de tasare examinat. Această grosime înmulțită cu coeficientul relativ de compresibilitate și presiunea de la talpa de fundare dă în linii generale aceeași tasare calculată în limitele zonei active la care se ține seama de variația în adîncime a solicitărilor dată de construcție.

Tabelul 4.9

Valorile A ale stratului echivalent la fundațiile avînd forme dreptunghiulare în plan

Raportul laturilor $n = l/b$	Pietrișuri			Nisipuri					
	Argile și prafuri argiloase tari plastic vîrtoase						Prafuri nisipoase tari		
	$\nu_0 = 0{,}10$			$\nu_0 = 0{,}20$			$\nu_0 = 0{,}25$		
1,0	1,13	0,96	0,89	1,20	1,01	0,94	1,26	1,07	0,96
1,5	1,37	1,16	1,09	1,45	1,23	1,15	1,53	1,30	1,21
2,0	1,55	1,31	1,23	1,63	1,39	1,30	1,72	1,47	1,37
3,0	1,81	1,55	1,46	1,90	1,63	1,54	2,01	1,73	1,63
4,0	1,99	1,72	1,63	2,09	1,81	1,72	2,21	1,92	1,81
5,0	2,13	1,85	1,74	2,24	1,95	1,84	2,37	2,07	1,94
6,0	2,25	1,98	—	2,37	2,09	—	2,50	2,21	—
7,0	2,35	2,06	—	2,47	2,18	—	2,61	2,31	—
8,0	2,43	2,14	—	2,56	2,26	—	2,70	2,40	—
9,0	2,51	2,21	—	2,64	2,34	—	2,79	2,47	—
⩾ 10	2,58	2,27	2,15	2,71	2,40	2,26	2,86	2,54	2,38
Coeficienții	A_1	A_2	A_3	A_1	A_2	A_3	A_1	A_2	A_3

Tabelul 4.9 (continuare)

Raportul laturilor $n = l/b$	Praf. argiloase plastice			Argile și praf. argiloase plastic moi					
	Praf. nisipoase plastice		Argile plastice						
	$\nu_0 = 0{,}30$		$\nu_0 = 0{,}35$				$\nu_0 = 0{,}40$		
1,0	1,37	1,17	1,08	1,58	1,34	1,24	2,02	1,71	1,58
1,5	1,66	1,40	1,32	1,91	1,62	1,52	2,44	2,07	1,94
2,0	1,88	1,60	1,49	2,16	1,83	1,72	2,76	2,34	2,20
3,0	2,18	1,89	1,76	2,51	2,15	2,01	3,21	2,75	2,59
4,0	2,41	2,09	1,97	2,77	2,39	2,26	3,53	3,06	2,90
5,0	2,58	2,25	2,11	2,96	2,57	2,42	3,79	3,29	3,10
6,0	2,72	2,41	—	3,14	2,76	—	4,00	3,53	—
7,0	2,84	2,51	—	3,26	2,87	—	4,18	3,67	—
8,0	2,94	2,61	—	3,38	2,98	—	4,32	3,82	—
9,0	3,03	2,69	—	3,49	3,08	—	4,46	3,92	—
⩾ 10,0	3,12	2,77	2,60	3,58	3,17	2,98	4,58	4,05	3,82
coeficienții	A_1	A_2	A_3	A_1	A_2	A_3	A_1	A_2	A_3

Observații: Coeficienții A_1 se referă la tasările maxime din centrul fundațiilor dreptunghiulare flexibile; A_2 la tasările medii ale fundațiilor rigide și A_3 la tasările fundațiilor absolut rigide. Valorile ν reprezintă coeficienții lui Poisson.

Tabelul 4.10

Valorile A ale stratului echivalent la fundațiile cu forme în plan circulare

Coeficienții lui Poisson	Coeficienții			
	A_1	A_2	A_3	A_4
0,2	1,07	0,68	0,91	0,84
0,25	1,13	0,72	0,96	0,88
0,3	1,23	0,78	1,04	0,96
0,35	1,41	0,9	1,2	1,11
0,4	1,8	1,15	1,53	1,41

Notă: coeficienții A_1 se referă la centrul fundației flexibile; A_2 la un oarecare punct de pe contrul fundației flexibile; A_3 la fundațiile rigide și A_4 la fundațiile absolut rigide.

În general, metoda stratului echivalent permite obținerea de rezultate concludente la fundațiile de dimensiuni reduse pînă la 20 ... 30 m², la cele mari valorile determinate fiind mai acoperitoare, din care cauză datele respective trebuie afectate cu coeficienți subunitari ([33]).

4.6. EVOLUȚIA ÎN TIMP A TASĂRILOR

Evoluția în timp a tasărilor, adică procesul de consolidare, este un proces complex influențat de permeabilitate, structură, presiunea apei din pori, compresibilitatea scheletului și a particulelor minerale, constituția geologică și alți factori. În această situație pînă în prezent nu s-a putut obține o soluție matematică mai riguroasă a problemei respective, astfel că pentru rezolvarea acesteia se admit o serie de ipoteze simplificatoare, valabile numai la anumite pămînturi și scheme de solicitare.

Metoda cea mai simplă, propusă de T e r z a g h i, se bazează pe teoria consolidării prin filtrația apei, la care se admite ipoteza că toți porii pămîntului sînt umpluți cu apă liberă gravitațională, viteza de evacuare a acesteia din masa comprimată condiționînd ritmul tasării. Soluțiile sînt obținute pentru epure de solicitare dreptunghiulare și triunghiulare, care determină o mișcare verticală a apei evacuate (stoarse din masa pămîntului). Într-un stadiu inițial toată solicitarea provocată de construcție se transmite apei, fiind treptat preluată de scheletul mineral. Amortizarea consolidării survine numai atunci cînd toată presiunea reazemă pe scheletul mineral și în consecință evacuarea apei încetează.

Încercările de consolidare efectuate cu probe de argilă pun în evidență o serie de aspecte caracteristice, arătate în continuare. Pentru o argilă timpul necesar consolidării, crește în mod proporțional aproximativ cu pătratul grosimii stratului respectiv. La straturi constituite din diferite argile, dar de grosimi egale, timpul necesar realizării aceluiași grad de consolidare crește în mod proporțional cu raportul m_v/k, în care k este coeficientul de permeabilitate, iar m_v coeficientul de compresibilitate volumică dat de formula:

$$m_v = \frac{a}{1 + e_{med}} \tag{4.21}$$

a fiind coeficientul de compresibilitate determinat cu expresia 4.1, iar e_{med} indicele de porozitate.

Raportul:

$$c_v = \frac{k}{m_v} = \frac{k(1 + e_{med})}{a \cdot \gamma_w} = \frac{k}{a_0 \cdot \gamma_w} \tag{4.22}$$

poartă denumirea de coeficient de consolidare, valoarea sa putînd fi determinată în laboratoarele geotehnice (γ_w este greutatea volumică a apei $= 0{,}001$ kg/cm^2 și a_0 coeficientul relativ de compresibilitate).

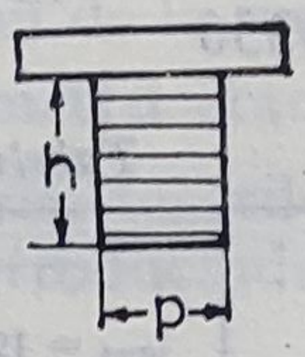
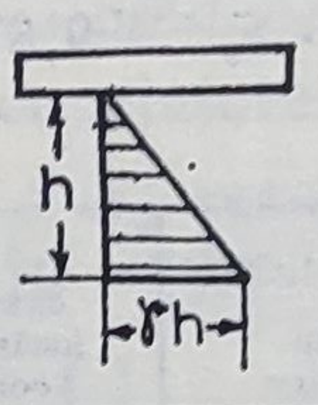
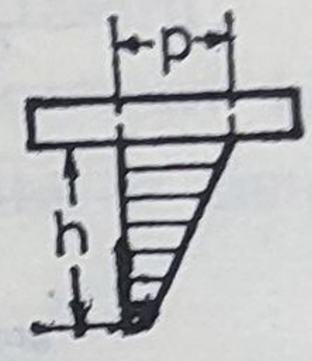
Timpul necesar stabilirii tasării t la un timp oarecare se determină cu formula:

$$t = \frac{4 \cdot h^2}{\pi^2 \cdot c_v} \cdot N \qquad (4.23)$$

în care: c_v este coeficientul de consolidare arătat;
N — un coeficient avînd valorile arătate în tabelul 4.11;
h — grosimea stratului compresibil activ, permeabil numai în partea superioară.

Tabelul 4.11

Valorile U și N necesare la calculele de consolidare

Gradul de consolidare $U = S_t/S_{final}$	Coeficienții N		
	cazul 1 	cazul 2 	cazul 3 
0,05	0,005	0,006	0,002
0,1	0,02	0,12	0,005
0,15	0,04	0,18	0,01
0,2	0,08	0,25	0,02
0,25	0,12	0,31	0,04
0,3	0,17	0,39	0,06
0,35	0,24	0,47	0,09
0,4	0,31	0,55	0,13
0,45	0,39	0,63	0,18
0,5	0,49	0,73	0,24
0,6	0,71	0,95	0,42
0,7	1	1,24	0,69
0,8	1,4	1,64	1,08
0,9	2,09	2,35	1,77
0,95	2,8	3,17	2,54
1	∞	∞	∞

După cum se vede din tabelul 4.11, în funcție de epura eforturilor din masa pămînturilor sînt examinate trei cazuri și anume:

— cazul 1 — presiune uniformă în adîncime (situația unui strat compresibil urmat de pămînturi tari);

— cazul 2 — epură triunghiulară cu vîrful spre suprafața terenului, adică cazul sarcinilor geologice care sînt crescătoare în adîncime;

— cazul 3 — repartiția triunghiulară a eforturilor cu vîrful spre baza stratului ([36]).

Exemplu. Se cere determinarea evoluției tasării unui strat argilos funcție de următoarele date: înălțimea epurii solicitărilor $h = 8{,}00$ m, coeficientul de filtrație $k = 0{,}6 \cdot 10^{-8}$ cm/s; coeficientul relativ de compresibilitate $a_0 = 0{,}013$ cm²/kg și greutatea volumică a apei $\gamma_w = 0{,}001$ Kg/cm³.

În funcție de datele problemei, rezultă următoarea valoare a coeficientului de consolidare:

$$c_v = \frac{0{,}18}{0{,}013 \cdot 0{,}001} = 13356 \text{ cm}^2/\text{ani}$$

În continuare calculele pentru stabilirea consolidării se efectuează cu ajutorul formulei 4.23 și rezultatele obținute sînt trecute în tabelul 4.12

$$t = \frac{4 \cdot h^2 \cdot N}{\pi^2 \cdot c_v} = \frac{4 \cdot 800^2}{9{,}87 \cdot 13356} = 19 \text{ N ani}$$

Tabelul 4.12

U grad de consolidare	N cazul de încărcare 3 conform tabel 4.11	$t_{ani} = 19 \cdot N$
0	0	0
0,1	0,005	0,95
0,2	0,02	0,33
0,3	0,06	1,14
0,4	0,13	2,47
0,5	0,24	4,56
0,6	0,42	7,98
0,7	0,69	13,11
0,8	1,08	20,52
0,9	1,77	33,63
0,98	3,49	66,31

O formulă simplă pentru determinarea timpului necesar amortizării totale a consolidării este:

$$T_i = t_i \cdot \left(\frac{H_i}{h_i}\right)^2 \qquad (4.24)$$

în care: T_i este timpul de amortizare a consolidării stratului i;

H_i — grosimea stratului i;

t_i — timpul necesar terminării consolidării în laborator a probei prelevate din stratul i;

h_i — grosimea probei de pămînt analizate ([22]).

În funcție de observațiile efectuate asupra tasărilor terenurilor sensibile la umezire s-a constatat că fenomenele respective produse sub influența greutății proprii a pămîntului, chiar în cazul unei inundări continue, se manifestă timp îndelungat după încetarea accesului apei. În cazul unor observații cu măsurători exacte, efectuate într-o etapă inițială, stabilirea timpului de amortizare se poate efectua prin extrapolare utilizîndu-se formula ([16]).

$$S_t = S_{final} \cdot \frac{t}{t + a} \tag{4.25}$$

în care: S_t este valoarea tasării (prăbușirii) produsă în timpul t, (mm);

S_{final} — valoarea tasării după amortizarea fenomenului (mm);

t — timpul de la începerea producerii tasării;

a — parametru stabilit cu ajutorul formulei 4.26.

Se măsoară pe teren tasările S_1 și S_2 rezultate în timpii t_1 și t_2, valorile respective introducîndu-se în expresia:

$$\frac{1}{S_{final}} = \frac{1}{S_2} - \operatorname{tg}\alpha\left(\frac{1}{t_2} - \frac{1}{300}\right)$$

în care:

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{\frac{1}{S_1} - \frac{1}{S_2}}{\frac{1}{t_1} - \frac{1}{t_2}} \quad \text{și}$$

$$a = S_{final} \cdot \operatorname{tg}\alpha \tag{4.26}$$

Determinările experimentale denotă că valorile stabilite cu expresia respectivă diferă pînă la $\pm 10 \div 15\%$ față de cele constatate în realitate, ceea ce confirmă valabilitatea metodei ([16]).

4.7. DETERMINAREA TASĂRILOR PĂMÎNTURILOR SENSIBILE LA UMEZIRE

La calculul tasărilor pămînturilor sensibile la umezire, acționate de sarcina diferitelor construcții, trebuie să se țină seama în paralel de presiunile transmise de fundații și lăsarea pămîntului sub influența greutății proprii.

Efectul tasărilor bruște — prăbușirilor — se poate asimila cu situația unui pămînt saturat, avînd valori corespunzătoare a modulilor de deformație, care pentru calculele preliminare se pot lua din tabelul 4.3

Pentru stabilirea tasărilor sub influența sarcinilor fundațiilor se poate utiliza formula:

$$I_{mp} = \sum_{h=D}^{h_{1lim}} i_{mp} \cdot h_i \cdot m \text{ (cm)} \qquad (4.27)$$

în care: i_{mp} este tasarea specifică prin umezire a stratului sensibil la umezire de ordinul i, corespunzătoare presiunii geologice însumate cu presiunile provenite din repartizarea încărcării pe talpa fundației la adîncimea medie a stratului în cm/m;

h_i — grosimea stratului i exprimată în m, care se ia de maximum 0,5 m; la delimitarea stratului se va ține seama ca diferențele dintre presiunile care le acționează să nu depășească 0,1 MPa;

m — coeficientul condițiilor de lucru.

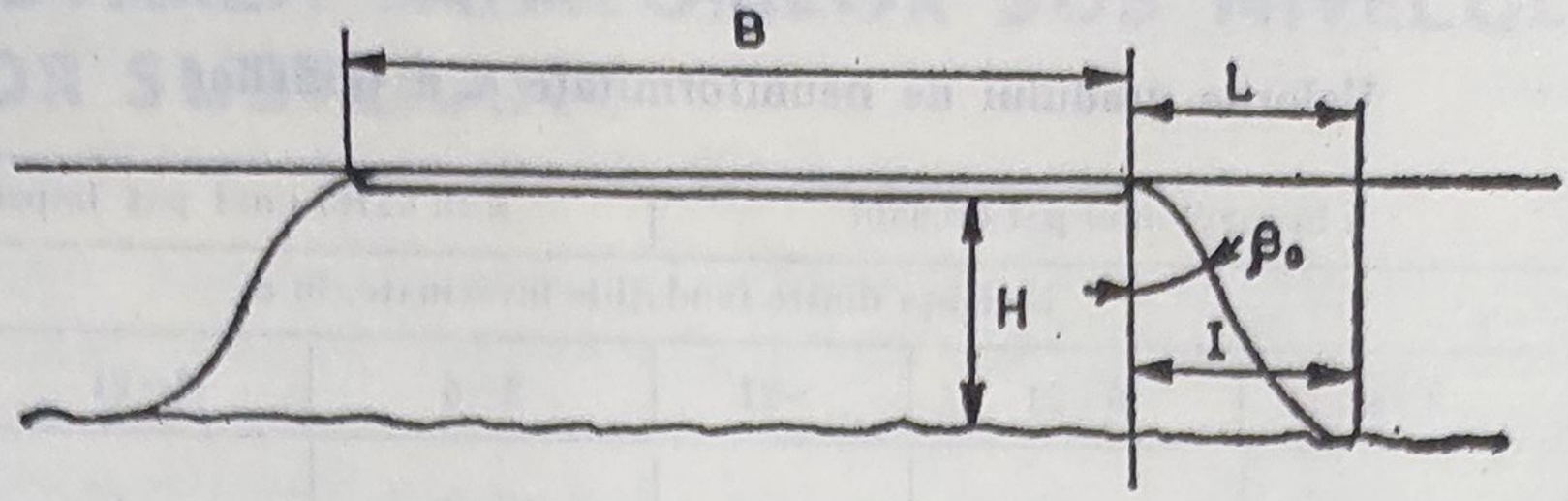
În lucrările de specialitate se prevede ca la calcule, stratul sensibil la umezire să fie limitat la partea inferioară cu o pînză de apă subterană, sau la nivelul în dreptul căruia umiditatea pămîntului depășește valoarea de 20%.

Coeficientul m introduce corecturile necesare datorită deformațiilor laterale ale pămîntului și în normative acesta se prevede egal cu unitatea pentru toate cazurile cu excepția zonei situate între talpa de fundație cu dimensiunea cea mai mică $B < 2$ m și adîncimea 1,5 m, cînd valoarea sa se admite 2.

Valoarea maximă a tasărilor provocate de greutatea proprie a pămîntului va rezulta numai dacă inundarea suprafeței terenului se efectuează pe o suprafață a cărei latură minimă este 1/2 ... 1/3 din grosimea depozitului loessoid, sau după unii cercetători egală cu grosimea respectivă.

Pentru calculul tasărilor respective se utilizează aceeași formulă 4.27 la care valoarea coeficientului m se admite 1.

Zona afectată de greutatea proprie este limitată în partea superioară de nivelul în dreptul căruia solicitarea respectivă depășește rezistența structurală la umezire. La fundațiile late această limită este reprezentată prin nivelul în dreptul căruia greutatea pămîntului însumată cu solicitarea fundației depășesc rezistența structurală la umezire-



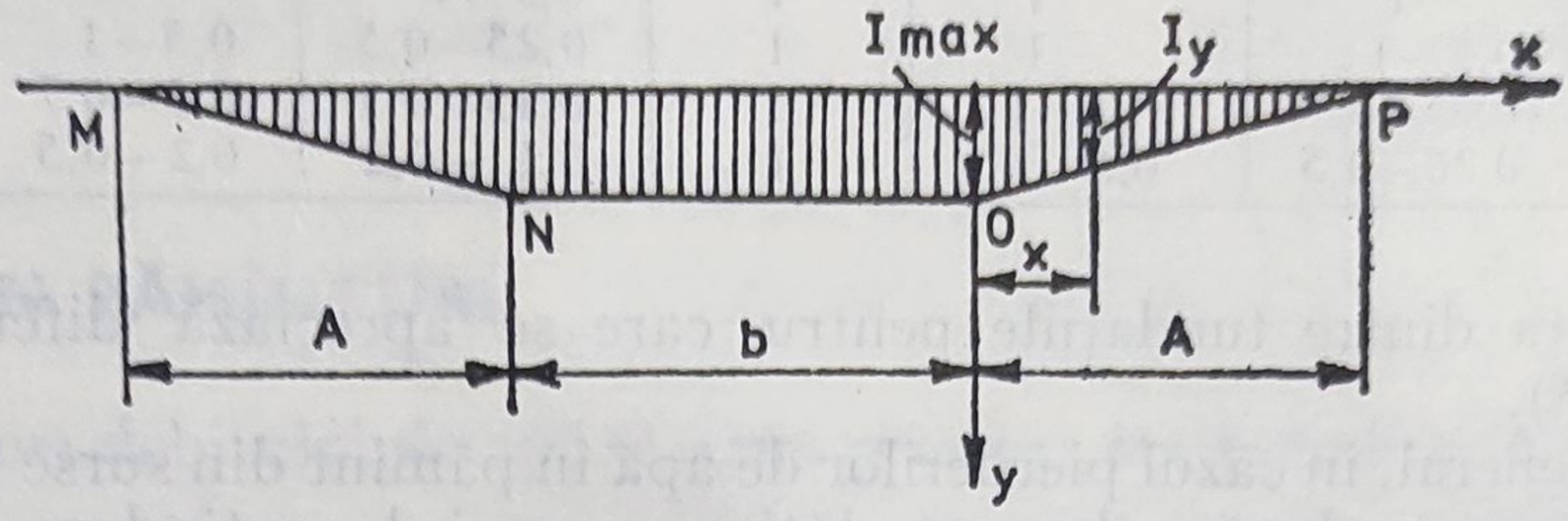


Fig. 4.4 — Caracterul de dezvoltare a prăbușirilor în cazul umezirii produse pe o suprafață mare:

I_{max} — valoarea tasării în zona centrală umezită; H — grosimea pământurilor sensibile la umezire sau adîncimea de inundare: b — lățimea sectorului orizontal tasat în centrul suprafeței inundate; L — zonele de extindere.

Dacă lățimea zonei de inundare b este mai redusă față de grosimea H a stratului sensibil la umezire, tasarea sub influența greutății proprii se poate determina cu formula ([16]):

$$I = I_t \cdot \sqrt{\frac{b}{H}\left(2 - \frac{b}{H}\right)} \qquad (4.28)$$

în care: I_t este tasarea maximă posibilă în cazul unei inundări pe o suprafață mare.

În mod schematic, tasarea pământului provocată prin inundarea unei suprafețe de lățime B este reprezentată în figura 4.4.

Lățimea b a sectorului orizontal tasat, variază în funcție de valorile B și H, a căror semnificație este arătată în figură și pentru calcule orientative se poate utiliza formula ([17]):

$$b = 0{,}91 \cdot B - 0{,}85 \cdot H \qquad (4.29)$$

În cazul inundărilor din surse concentrate pot exista două situații caracteristice, cu pat drenant la baza depozitelor loessoide și pat impermeabil. Tasările ce se produc în zonele respective inundate diferit de către sursele de apă concentrate vor fi neuniforme. Diferențele maxime dintre valorile acestor tasări se pot aprecia cu formula $\alpha \cdot S$, în care: S este tasarea maximă suplimentară posibilă la umezire, iar α un coeficient, gradul de neuniformitate, dat în tabelul 4.13, funcție de natura patului de la baza pământurilor sensibile la umezire, grosimea acestora

Tabelul 4.13

Valorile gradului de neuniformitate α a tasărilor

Grosimea pământurilor tasabile	α în cazul unui pat drenant			α în cazul unui pat impermeabil		
	Distanța dintre fundațiile învecinate, în m					
	3–6	6–21	>21	3–6	6–21	>21
⩽5	1	1	1	0,5–1	1	1
10	0,5–1	1	1	0,25–0,5	0,5–1	1
15	0,35–0,7	0,7–1	1	0,15–0,3	0,3–0,7	1
⩾20	0,26–0,5	0,5–1	1	0,1 –0,2	0,2–0,5	0,5

și distanța dintre fundațiile pentru care se apreciază diferențele de tasare ([10]).

În general, în cazul pierderilor de apă în pământ din surse punctuale sau desfășurate după o dreaptă, lățimea zonei de extindere a umezirii în dreptul unui pat impermeabil se poate admite $3H$ și în cazul unui pat drenant $2H$, H fiind grosimea depozitelor loessoide dispuse peste patul respectiv.

La calculul tasărilor în situația executării unor ramblee, se va ține seama de sarcina de la suprafața terenului. În cazul lățimii umpluturii $b \geqslant 3 \cdot h_{def}$ sau $b \geqslant 3 \cdot H$ (h_{def} este grosimea zonei deformabile sub influența solicitării fundației, iar H grosimea zonei sensibile la umezire), răspîndirea presiunilor din masa pământului provocate de sarcina rambleului se admite liniară; dacă $b < 3 \cdot h_{def}$, răspîndirea presiunilor respective este similară cazului fundațiilor obișnuite.

În situația unor decapări se va admite că nivelul realizat prin exacavații este noua suprafață a terenului, iar taluzurile laterale acționează ca sarcini exterioare, influența acestora urmînd a fi evaluată cu ajutorul formulei 4.12.

Este important de menționat că, în mod expeditiv, tasarea pământurilor încărcate și umezite se poate determina cu următoarea formulă simplă propusă de Abelev:

$$S_i = i_{mp} \cdot (H_0 - h) \qquad (4.29)$$

în care: i_{mp} este tasarea specifică prin umezire a pământurilor din fundație sensibile la umezire, corespunzătoare unei presiuni de 2 ... 3 daN/cm² (10^2 kPa);
H_0 — grosimea stratului sensibil la umezire;
h — adîncimea de fundare ([2]).

S-a putut verifica că tasarea constatată la o serie de construcții a depășit de cca trei ori valoarea calculată prin formula 4.27 fiind, în schimb sensibil apropiată de cea estimată cu formula 4.29.

5. EXECUTAREA SĂPĂTURILOR SUB NIVELUL APELOR SUBTERANE

5.1. APA ÎN PĂMÎNTURI

Valoarea debitului de apă Q scurs printr-o secțiune F este dată de expresia:

$$Q = k \cdot I \cdot F \qquad (5.1)$$

în care: k este coeficientul de permeabilitate;

$I = \frac{H_1 - H_2}{L}$ — gradientul hidraulic care reprezintă raportul diferenței înălțimilor piezometrice din punctele 1 și 2 între care curge apa, față de distanța dintre acestea.

O serie de valori orientative ale coeficienților de filtrație sînt:

Teren	Coeficientul de filtrație k, m/zi
— bolovăniș	200
— pietriș curat	200 ... 100;
— pietriș în masa nisipoasă	150 ... 75;
— nisip	
nisip grosier cu pietriș	100 ... 50;
nisip grosier	75 ... 25
nisip mediu	25 ... 10;
nisip fin	10 ... 2;
nisip fin argilos	2 ... 1;
— praf nisipos	0,7 ... 0,2;
— praf argilos	0,4 ... 0,005;
— argilă	⩽ 0,005.

Cînd pămîntul este constituit din elemente grosiere și prezintă goluri mai mari, regimul de curgere devine turbulent și cantitatea de

apă scursă prin secțiunea F se poate aprecia după diferite formule, printre care:

$$Q = k \cdot F \cdot \sqrt{I} \tag{5.2}$$

O noțiune importantă la calculele hidrogeologice, inclusiv cele pentru determinarea debitelor de apă în excavații, este raza de influență R.

Pentru straturile cu nivel de apă liber, raza de influență în cazul săpăturilor cu epuismente directe și la sistemele puțuri se poate determina cu formula:

$$R = 2 \cdot S\sqrt{H \cdot k} \tag{5.3}$$

în care: R este raza de influență, în m;
S — denivelarea în săpătură, în m;
H — grosimea stratului acvifer, în m;
k — coeficientul de permeabilitate, în m/zi.

Pentru diferite situații caracteristice raza de influență se poate determina după cum urmează ([38]):

a. În cazul punctului de pompare situat la o distanță L față de o sursă de apă, de exemplu un rîu:

$$R = 2 \cdot L \tag{5.4}$$

b. În cazul situării punctului de pompare la confluența dintre două rîuri, așa cum se vede în figura 5.1.

$$R = \frac{2 \cdot L_1 \cdot L}{\sqrt{L^2 + L_1^2}} \tag{5.5}$$

c. În cazul situării punctului de pompare între două rîuri, așa cum se arată schematic în figura 5.2:

$$R = \frac{2}{\pi} \cdot L_0 \cdot \sin \frac{\pi \cdot L}{L_0} \tag{5.6}$$

La apele subterane sub presiune se poate utiliza formula:

$$R = r_0 + \sqrt{\frac{k \cdot T \cdot T_1}{k_1}} \tag{5.7}$$

în care: r_0 este raza puțului;
k și T — coeficientul de filtrație și grosimea stratului de apă sub presiune, care se drenează;
k_1 și T_1 — coeficientul de filtrație și grosimea pentru stratul de pămînt superficial puțin permeabil, sau practic impermeabil ([38]).

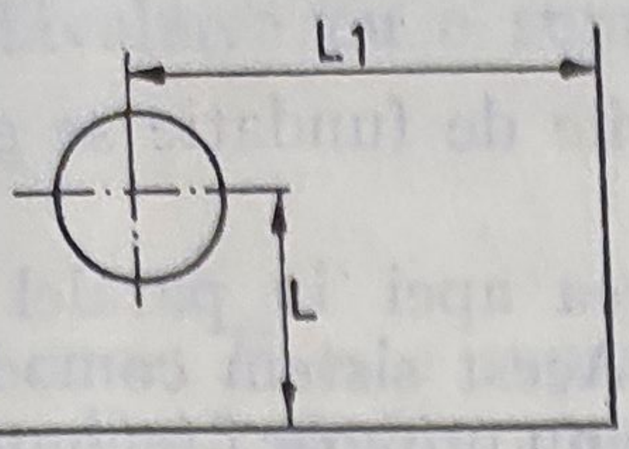


Fig. 5.1 — Punct de pompare la confluența dintre două rîuri.

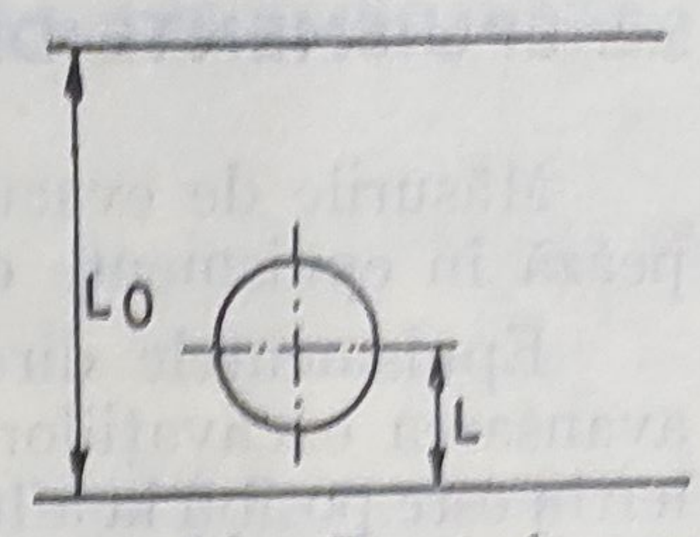


Fig. 5.2 — Punct de pompare între două rîuri

Prin depășirea unui anumit gradient al apelor subterane, denumit gradient critic, pămînturile necoezive încep să fie antrenate de către curentul acvifer. În linii generale valoarea gradientului respectiv se admite $I_{critic} \cong 1$.

Experimental o serie de cercetători au stabilit că la pămînturile nisipoase cu diferiți coeficienți de neuniformitate (U_n) antrenarea începe la următorii gradienți:

pentru $U_n = \dfrac{d_{60}}{d_{10}} < 10$ $\quad I_{critic} = 0{,}5 \ldots 1{,}0$

la $U_n = 10 \ldots 20$ $\quad I_{critic} = 0{,}3 \ldots 0{,}5$

la $U_n > 20$ $\quad I_{critic} = 0{,}25 \ldots 0{,}30$

Referitor la acest fenomen de mare importanță la executarea fundațiilor trebuie avut în vedere că orice nisip purtător de apă este susceptibil la antrenare. În mod obișnuit mai curînd sînt aduse în stare de antrenare-plutire nisipurile fine și uniforme, caracterizate prin porozități mai mari.

Pentru a se preveni antrenarea nisipurilor sub influența unui curent de apă ascendent, suprafața terenului în zona respectivă se acoperă deseori cu o greutate poroasă — prism drenant —, astfel ca să fie posibilă scurgerea apei. Dimensionarea acesteia se poate face cu formula lui Terzaghi:

$$I_{critic} = (\gamma_d - 1) \cdot (1 - n) + \frac{G}{F \cdot l} \qquad (5.8)$$

în care: γ_d este greutatea volumică a scheletului pămîntului supus antrenării;

n — porozitatea acestui pămînt;

G — greutatea primului drenant;

F și l — suprafața și grosimea prismului drenant.

5.2. EPUISMENTE DIRECTE

Măsurile de evacuare a apelor din săpăturile de fundație se grupează în epuismente directe și indirecte.

Epuismentele directe constau din evacuarea apei în paralel cu avansarea excavațiilor sub nivelul hidrostatic. Acest sistem comod și ieftin este posibil la afluxuri de apă reduse și care nu provoacă fenomene de afuierea pămînturilor. Este important ca epuismentele, la construcțiile prevăzute sub nivelul apei, să continue pînă cînd greutatea materialului pus în operă va depăși presiunea hidrostatică.

În general, pompările se efectuează fără întrerupere sau cu pauze, fără a se permite accesul apei în săpături, nivelul acesteia trebuind să fie menținut la o adîncime de cca 0,5 m sub patul excavațiilor.

În săpăturile fundațiilor se amenajează un puț colector cu adincimi de 0,7 ... 1,00 m, în care apa se menține la o adîncime de 0,3 ... 0,5 m față de patul excavat și spre care scurgerea se asigură cu canale de 0,3 ... 0,5 m, avînd înclinarea în sens longitudinal de 0,001 ÷ 0,002. Puțul colector trebuie dispus la o distanță de minimum 1 m față de latura fundațiilor și aceasta împreună cu rețeaua de canale se adîncesc în funcție de avansarea excavațiilor.

Pentru calcule estimative ale debitelor de apă din săpăturile de fundație se pot lua în considerare următoarele date:

— la nisipurile fine un debit de 0,16 m^3/oră pe m^2 excavație;

— la nisipuri mijlocii 0,24 m^3 /oră/m^2;

— în nisipuri grosiere (0,30 ... 3,00) m^3/oră/m^2 ([21]).

Calculele mai exacte pentru aprecierea afluxului se stabilesc în funcție de situația hidrogeologică reală și utilizarea unor procedee de calcul corespunzătoare elaborate pe considerente teoretice și experimentale.

În cazul unor săpături cu o formă în plan dreptunghiulară, F o r h e i m e r propune ca la calculele de epuismente să se considere pentru acestea o formă circulară cu raza:

$$r_0 = \eta \frac{L + B}{4} \tag{5.9}$$

în care: L și B sînt lungimea și lățimea săpăturii;

η — un coeficient stabilit în funcție de raportul B/L după cum urmează;

B/L	$\simeq$	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1
η		1	1,12	1,126	1,18	1,18	1,18

Pentru o săpătură de formă neregulată în calcule se admite de asemenea echivalarea cu o suprafață circulară de rază:

$$r_0 = \sqrt{\frac{F}{\pi}} \tag{5.10}$$

în care: F este suprafața săpăturii reale.

Dacă săpătura străbate straturi cu permeabilități k_i și grosimi h_i diferite, în calcule se admite un coeficient mediu:

$$k = \frac{k_1 h_1 + k_2 h_2 + \ldots + k_n h_n}{h_1 + h_2 + \ldots h_n} \tag{5.11}$$

Această formulă este utilizată pentru un raport al coeficienților de permeabilitate respectivi < 10. În cazul unui raport mai mare al acestor coeficienți, straturile cu coeficienții mici de permeabilitate nu se iau în considerație.

Săpăturile pot fi perfecte dacă sînt coborîte pînă la un strat impermeabil și imperfecte în caz contrar. Formulele arătate în continuare au la bază expresia 5.1, în funcție de care D u p u i t a elaborat o serie de considerente, care însă nu sînt expuse în prezenta lucrare.

În cazul săpăturilor perfecte, cu ape avînd nivelul liber, debitul se stabilește cu formula:

$$Q = 1{,}37 \frac{k \cdot H^2}{\lg \frac{R + r_0}{r_0}} \tag{5.12}$$

iar în cazul unei situații mixte, cu ape avînd nivelul liber și sub presiune, cu formula:

$$Q = 1{,}37 \frac{k(2S - m)m}{\lg \frac{R + r_0}{r_0}} \tag{5.13}$$

Semnificația notațiilor din aceste formule se poate vedea în figura 5.3.

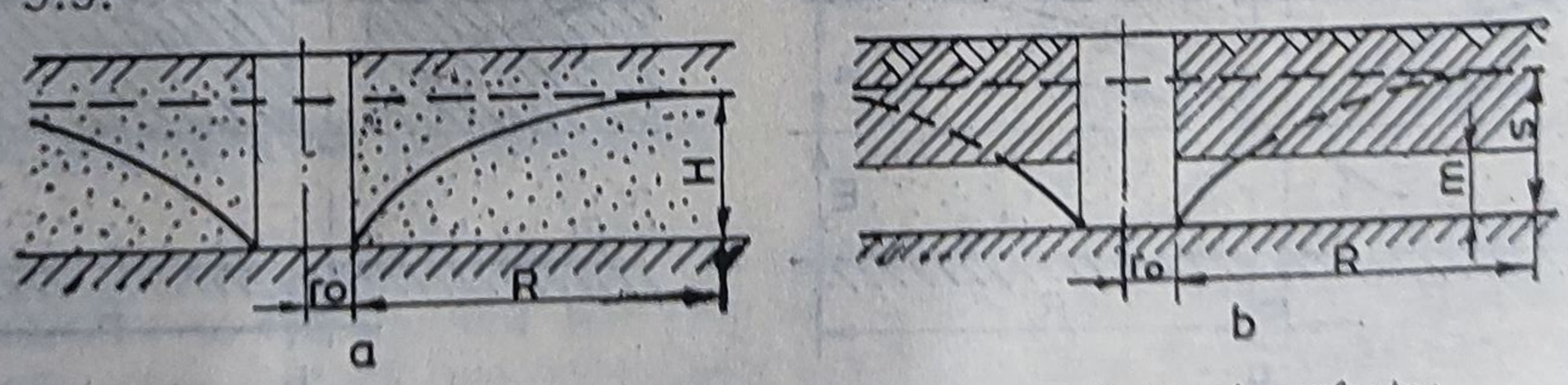


Fig. 5.3 — Schema afluxului de apă către săpături perfecte;
a — situație la ape cu nivel liber; b — situație mixtă la ape cu nivel liber și sub presiune

Debitul de apă la o săpătură imperfectă cu ape avînd nivelul liber, arătată în figura 5.4.*a* se determină prin formulele 5.12 și 5.14, după cum urmează: apele aflate deasupra cotei fundației se consideră avînd nivelul liber, iar cele de sub cota fundației se consideră sub presiune. În consecință, formula de calcul pentru această situație capătă forma:

$$Q = 2{,}73 k S \left(\frac{S}{2 \lg \frac{R + r_0}{r_0}} + \frac{m}{\lg \frac{R + r_0}{r_0} + 0{,}2 \frac{m}{r_0}} \right) \qquad (5.14)$$

În situația unei săpături imperfecte cu ape sub presiune, așa cum se vede în figura 5.4.a, debitul se stabilește cu formula:

$$Q = \frac{2{,}73\, k\, m\, S}{\lg \frac{R + r_0}{r_0} + 0{,}2 \frac{m}{r_0}} \qquad (5.15)$$

Semnificația literelor din formulele 5.12 ... 5.15 se vede în figurile 5.3 și 5.4 și anume:

H este grosimea stratului de apă cu nivel liber;
R — raza de influență;
r_0 — raza asimilată a săpăturii fundației;
m — grosimea stratului de apă artezian;
S — adîncimea săpăturilor față de nivelul inițial al apei;
Q și k — debitul de apă din săpătură și respectiv coeficientul de permeabilitate ([30]).

În cadrul pregătirii lucrărilor de pompare a apei trebuie avute în vedere următoarele:

— numărul și tipul de pompe întrebuințate se vor stabili funcție de apa care trebuie evacuată, adîncimea gropii de fundație și distanța la care trebuie evacuată apa;

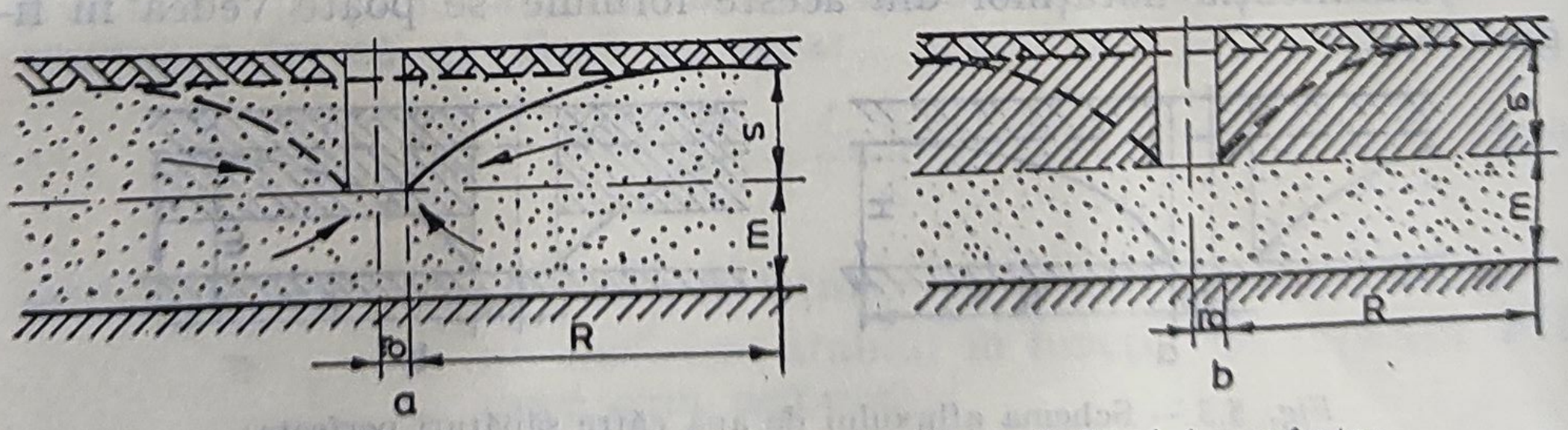


Fig. 5.4 — Schema afluxului de apă către săpături imperfecte:
a — situație cu ape sub presiune; b — situație la ape cu nivel liber

— în loc de o singură pompă cu debit mare, este preferabilă utilizarea mai multor pompe de debit mic;

La alegerea tipurilor de pompe se va ține seama că este preferabil de a se utiliza:

— pompe centrifuge, în cazul apelor curate sau puțin murdare;

— pompe cu diafragmă, în cazul apelor murdare care antrenează mult nămol sau chiar nisip.

În toate cazurile debitul total al pompelor instalate trebuie să asigure de 1,5 ori debitul necesar rezultat din calcul pentru ca, în cazul defectării unei pompe, epuismentele să poată continua cu randamentul necesar.

Capacitatea de pompare se definitivează în timpul exploatării. Este indicat a se avea în vedere de la început că debitul pompat să poată depăși de 2 ... 3 ori prevederile de calcul. Se recomandă ca la prima instalație să se admită un debit egal cu aproximativ 1,5 ori debitul de calcul.

Apa pompată din săpătură trebuie evacuată cît mai departe, pentru a nu se infiltra din nou în groapa de fundație. Dacă în apropiere este o apă curgătoare, se va asigura evacuarea în albia acesteia.

Stația de pompare trebuie prevăzută cu agregate de rezervă complet instalate, astfel ca să poată fi puse în funcțiune automat ce un agregat s-ar defecta; în fiecare grup de pompare, rezerva minimă este de un agregat avînd o capacitate egală cu a celui mai mare din grupul de pompe respectiv.

Înălțimea coloanei de aspirație nu trebuie să fie mai mare de 6 m; în situația unei gropi de fundație mai adînci de 6 m, pompele trebuie coborîte în groapă pe o platformă de lucru, fie înlocuite cu pompe electrice submersibile etajate.

În procesele de excavații survin uneori curgeri concentrate de apă pe căi preferențiale și în vederea evitării degradărilor suprafața taluzurilor în zonele respective se acoperă cu balast sau alt material filtrant ce prezintă un efect stabilizator prin greutatea sa și preîntîmpină antrenarea pămînturilor sub acțiunea hidraulică a curenților. Plombarea cu pămînturi argiloase trebuie evitată sub orice formă, fiind ineficace.

5.3. EPUISMENTE INDIRECTE

La excavațiile în nisipuri fine, epuismentele generează fenomene de instabilitate și în această situație se aplică procedeul cu epuismente indirecte, care constă din coborîrea nivelului apei subterane prin intermediul unor puțuri filtrante și filtre aciculare, amplasate în afara conturului excavației. Metoda asigură lucrul în uscat și poate fi aplicată

în condițiile hidrogeologice mai complicate, față de cele care permit epuismentele directe, evitîndu-se în același timp pericolul fenomenelor de instabilitatea excavațiilor.

Trebuie avut în vedere ca puțurile să fie amplasate pe o suprafață ridicată cu cel puțin 0,5 m deasupra nivelului apei și să asigure o denivelare de cel puțin 0,5 m a pînzei acvifere sub patul excavațiilor așa cum se arată în figura 5.5.

Dacă este necesar să se efectueze o coborîre a nivelului apelor mai mare de 4 ... 5 m, instalațiile filtrante se așază etajat pe două nivele, așa cum se poate vedea în figura 5.6.

Primul nivel se prevede la o cotă ridicată cu cel puțin 0,5 m deasupra nivelului hidrostatic, iar cel de al doilea, de asemenea cu 0,5 m deasupra pînzei acvifere coborîte.

Puțurile pe conturul excavațiilor, pentru evacuarea apei cu pompe amplasate pe suprafața terenului, se utilizează la săpături în pămînturi necoezive, avînd coeficienții de filtrație cuprinși între $k = 1 \times \times 10^{-1} \ldots 1 \times 10^{-4}$ cm/s, cu condiția ca la cel puțin 2 ... 3 m sub fundul excavației să urmeze un pat de pămînturi impermeabile. Denivelările obișnuite la acest sistem de pompare, denumit gravitațional, sînt de 3 ... 4 m și în cazul unor nisipuri prăfoase se micșorează. Pentru denivelări mai mari procedeul respectiv, așa cum s-a arătat, se aplică în mai multe trepte, care pot ajunge la cca 3 ... 4 m, în dreptul fiecărui nivel de pompare amenajîndu-se cîte o bermă pentru amplasarea pompelor.

Puțurile filtrante de diametru mare se execută tubate. În interior se introduc coloane metalice sau din material plastic cu diametrul ∅ 250 . . . 200 mm, care se prevăd cu fante pe înălțimea de captare a apei și se învelesc cu o plasă metalică subțire sau material filtrant, geotextil. Diametrele puțurilor în care se introduc coloanele arătate variază

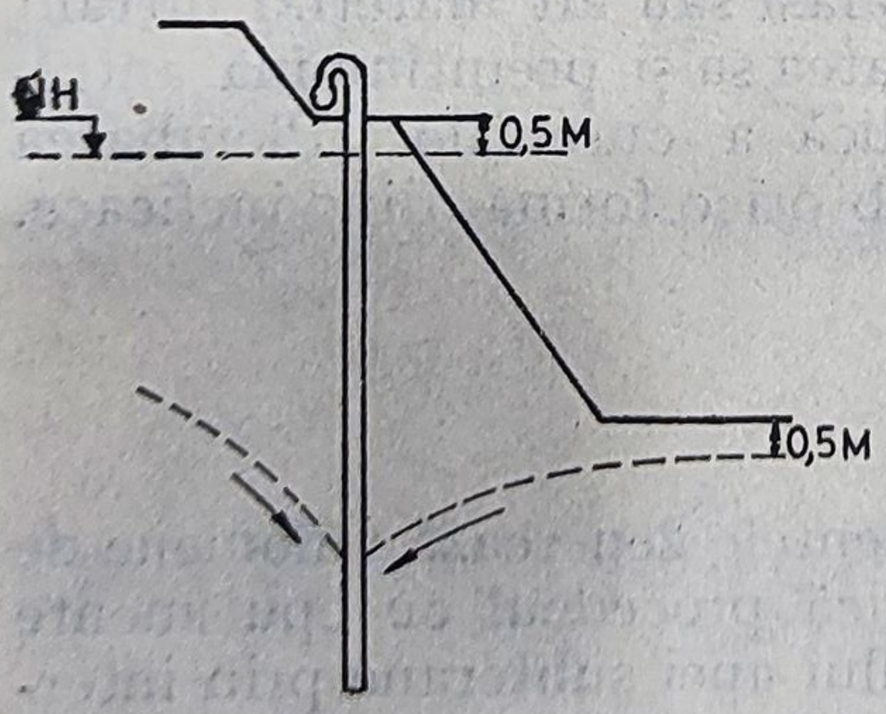


Fig. 5.5 — Schema denivelării apelor prin puțuri

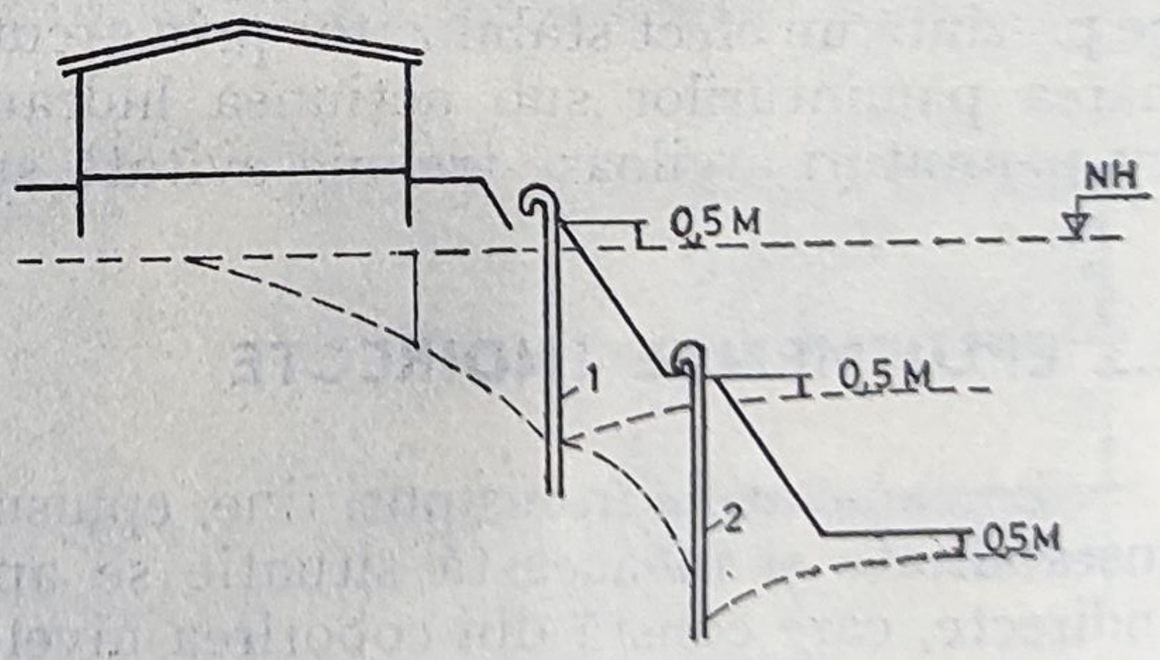


Fig. 5.6 — Schema de amplasare a puțurilor filtrante pe două nivele

între 200 și 600 mm. În cazul neutilizării geotextilelor, între gaura de foraj și coloană, pe măsura extragerii acesteia, se toarnă un material filtrant, din nisip sau pietriș, care trebuie să îndeplinească condițiile filtrelor inverse. În partea superioară, aflată deasupra tronsonului cu fante, umplerea interspațiului se face cu material argilos.

În interiorul coloanei filtrante se introduce un tub de absorbție prevăzut cu un sorb, clapetă sau pompă submersibilă, precum și eventuale instalații de reglaj.

În cazul utilizări stațiilor de pompare, este necesar să se prevadă vane de reglaj.

Distanța dintre puțuri și adîncimea lor rezultă din calcule. În practică, la anumite condiții hidrogeologice, se folosesc puțuri de mare adîncime cu diametre largi, care permit realizarea unor denivelări de peste 10 ... 20 m, cu pompe submersibile.

La pămînturi de granulozitate fină, ca nisipuri prăfoase și prafuri argiloase cu $k = 10^{-3} \ldots 10^{-1}$ cm/s, coborîrea gravitațională prin puțuri nu dă rezultate din cauza permeabilității reduse. În această situație se utilizează filtrele aciculare, a căror faze mai caracteristice de introducere în pămînt sînt arătate în figura 5.7. Acestea sînt puțuri de diametru mic

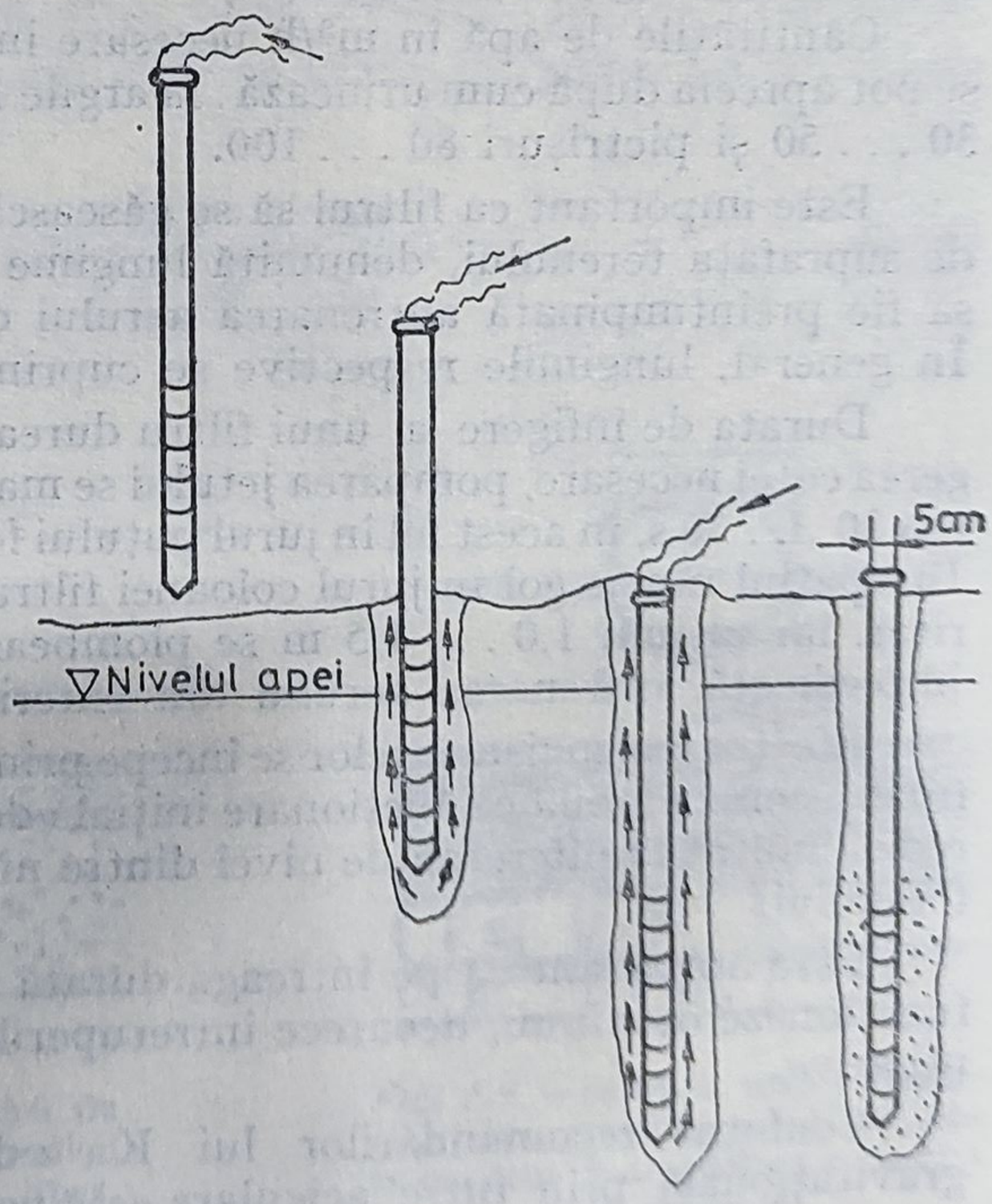


Fig. 5.7 — Faze caracteristice de introducere în pămînt a filtrelor aciculare

$\varnothing = 7{,}5 \ldots 10$ cm, care se înfig de obicei prin jet de apă la 5 . . . 7 m și chiar la 10 . . . 12 m cu ajutorul unor tuburi prelungitoare. Puțurile respective se racordează la o stație de pompare, care realizează un efect de sucțiune în întreaga masă a acviferului, în acest fel sporindu-se în mod accentuat eficiența pompării.

Instalațiile de filtre aciculare cuprind următoarele elemente mai importante:

— filtrele cu tuburi prelungitoare;
— colectorul la care se prind filtrele prin racorduri speciale;
— dispozitivul de înfigerea filtrelor;
— pompa de epuisment.

În general, sistemele de filtre aciculare se confecționează într-o gamă largă de tipuri, toate caracterizate prin manevrabilitate ușoară, randament ridicat și alte calități, din care cauză utilajele respective constituie un auxiliar prețios la lucrările de drenare.

Filtrele aciculare se amplasează într-un plan orizontal în jurul gropii necesară a fi excavată. În săpături înguste pînă la 3 . . . 4 m epuismentele se pot realiza prîntr-un singur șir de filtre sub rezerva unor condiții hidrogeologice corespunzătoare. Devierile față de orizontalitate ale unui colector nu sînt admise.

Cantitățile de apă în m^3/h necesare introducerii filtrelor în pămînt se pot aprecia după cum urmează: la argile 10; prafuri 10 . . . 20; nisipuri 30 . . . 50 și pietrișuri 80 . . . 100.

Este important ca filtrul să se găsească la o anumită adîncime față de suprafața terenului, denumită lungime minimă de izolare, astfel ca să fie preîntîmpinată antrenarea aerului din masa pămîntului drenat. În general, lungimile respective se cuprind între 1 și 1,5 m.

Durata de înfigere a unui filtru durează 1 . . . 2 min și după atingerea cotei necesare, pomparea jetului se mai continuă cu un debit redus, cca 20 . . . 30 s, în acest fel în jurul puțului formîndu-se un filtru natural. În spațiul rămas gol în jurul coloanei filtrante se toarnă pietriș mărgăritar, iar ultimii 1,0 . . . 1,5 m se plombează cu argilă, astfel ca să fie împiedicată antrenarea aerului din exterior.

Efectuarea epuismentelor se începe prin pornirea pompei de vacuum fiind recomandabilă o funcționare inițială de 1 . . . 10 ore, cu un vacuum redus limitat la diferența de nivel dintre nivelul hidrostatic și suprafața terenului.

Este important ca pe întreaga durată a epuismentelor, acestea să funcționeze continuu, deoarece întreruperile prezintă o serie de urmări negative.

Conform recomandărilor lui K e z d y și M a r k o [25] drenarea gravitațională prin filtre aciculare este posibilă la pămînturile avînd

coeficienții de permeabilitate cuprinși între $k = 1 \cdot 10^{-4}$ ... ... $1 \cdot 10^{-1}$ cm/s, iar cea vacuumată la pămînturile cu $k = 1 \cdot 10^{-5}$ ... ... $1\ 10^{-2}$ cm/s.

În cazul pămînturilor cu o permeabilitate pronunțată se produc mari pierderi de sarcină la instalațiile cu filtre aciculare care se pot aprecia după cum urmează: pentru debite unitare $q_0 = 0{,}6$; 1,0 și respectiv 1,5 l/s, pierderile de sarcină în m coloană de apă sînt 0,66; 1,54 și 3,16 ([25]).

În general, coborîrea apelor prin foraje amplasate pe contur prezintă următoarele avantaje: permite adoptarea în excavații a unor taluzuri mai abrupte, reduce perioada de construcții, permite o mecanizare mai largă, ridică calitatea lucrărilor.

Ca și la epuismentele directe, contururile după care se dispun puțurile se consideră circulare cu razele stabilite conform criteriilor arătate anterior în legătură cu formulele 5.9 și 5.10.

La calculele de epuismente este necesară determinarea pe de o parte a debitului de apă necesar a fi evacuat, iar pe de altă parte stabilirea numărului puțurilor sau filtrelor aciculare și adîncimea acestora.

La săpăturile sub ape cu nivel liber, debitul global al puțurilor perfecte dispuse perimetral, așa cum se arată în figura 5.8, se poate determina cu formula:

$$Q = 1{,}37 \frac{k\,(H^2 - h_k^2)}{\lg \dfrac{R + r_0}{r_0}}, \qquad (5.16)$$

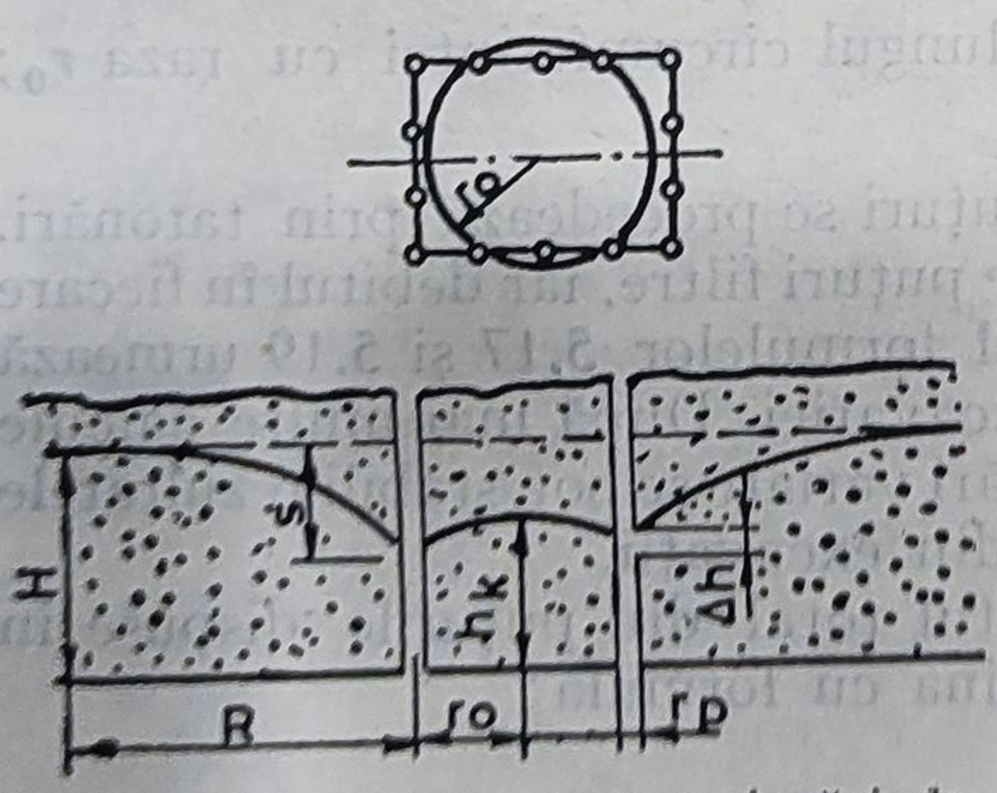


Fig. 5.8 — Schema unei depresionări de contur prin puțuri perfecte în condiții hidrogeologice cu ape avînd nivel liber.

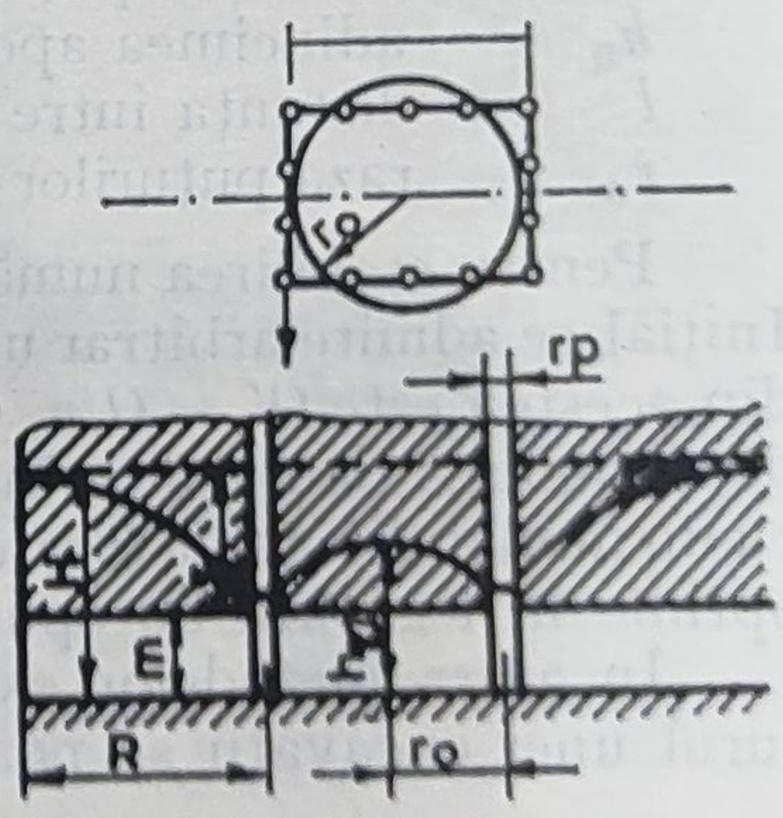


Fig. 5.9 — Schema unei depresionări de contur prin puțuri perfecte în condiții hidrogeologice cu ape sub presiune

Adîncimea apei în puțuri h_0 se apreciază cu relația:

$$h_0 = \sqrt{h_k^2 - 0{,}73\frac{Q}{nk}\lg\frac{r_0}{nr_0}} = \sqrt{h_k^2 - 0{,}73\frac{Q}{nk}\lg\frac{1}{2\pi r_0}} \qquad (5.17)$$

Pentru săpături în pămînturi cu ape sub presiune, debitul global al puțurilor perfecte, așa cum se arată în figura 5.9, se poate determina cu formula:

$$Q = 2{,}73\frac{k \cdot m(H - h_k)}{\lg\frac{R + r_0}{r_0}} \qquad (5.18)$$

iar adîncimea apei în puțuri cu formula:

$$h_0 = h_k - 0{,}37\frac{Q}{knm}\lg\frac{R}{nr_0} = h_k - 0{,}37\frac{Q}{knm}\lg\frac{1}{2\pi r_0}, \text{ m} \qquad (5.19)$$

Semnificațiile literelor din formulele 5.16 ... 5.19 sînt:

Q este debitul total;
k — coeficientul de permeabilitate;
H — grosimea stratului de apă cu nivel liber sau înălțimea piezometrică nedepresionată a stratului de apă sub presiune;
h_k — grosimea stratului de apă depresionat în mijlocul suprafeței amenajate;
R — raza de influență a instalației de depresionare;
r_0 — raza asimilată a suprafeței prevăzute pentru desecare;
m — grosimea stratului acvifer sub presiune;
n — numărul puțurilor;
h_0 — adîncimea apei în puțuri;
l — distanța între puțuri în lungul circumferinței cu raza r_0;
r_0 — raza puțurilor [30].

Pentru stabilirea numărului de puțuri se procedează prin tatonări. Inițial se admite arbitrar un număr de puțuri filtre, iar debitul în fiecare din acestea este $Q' = Q/n$. Cu ajutorul formulelor 5.17 și 5.19 urmează determinarea denivelării în centrul excavației. După mai multe calcule cu un număr diferit de foraje și denivelări variate se pot stabili rezultatele optime în legătură cu epuismentele din excavații.

În afara metodelor expuse, debitul total din puțurile dispuse în jurul unei excavații se poate determina cu formula:

$$Q = \frac{\pi k}{\lg\frac{R}{R_0}}(2H - s_0)s_0 \quad (\text{m}^3/\text{zi}) \qquad (5.20)$$

în care: k este coeficientul de permeabilitate (m/zi);
H — adîncimea stratului acvifer;
s_0 — denivelarea necesară;
R — raza de influență a puțului calculată cu formula $R = 3\,000\ k$ (m);
R_0 — raza asimilată a excavației determinată cu formula 5.10.

Capacitatea de captare q a unui singur puț este:

$$q = 2rh_f \frac{K}{15} \quad (m^3/zi) \tag{5.21}$$

în care: r este raza puțului;
h_f — lungimea coloanei filtrante;
K — coeficient de permeabilitate (m/s).

Astfel, numărul de puțuri revine:

$$n = \frac{Q}{q}$$

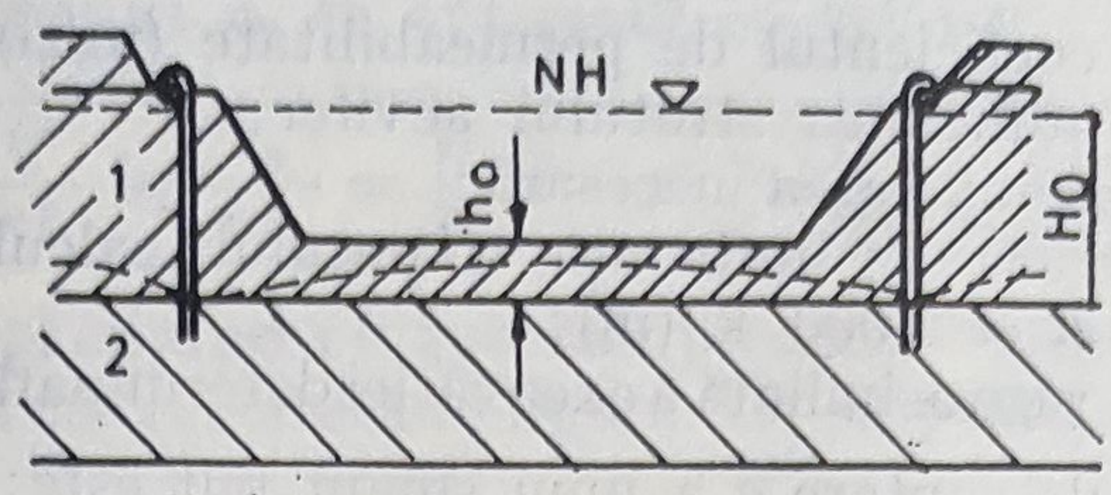
La calculele cu formulele 5.20 și 5.21, recomandate în Normativul indicativ C 169-83 Nr. 282 din 1984, în cazul puțurilor imperfecte care nu străbat întreaga grosime a stratului acvifer, debitul necesar a fi evacuat pentru a se obține denivelarea s_0 este cu cca 20% mai mare decît cel rezultat din aplicarea metodei respective.

Conform unor constatări ([25]) s-a evidențiat că denivelările inițiale prin filtre de cca 1,4 ... 2,8 m ale nivelului hidrostatic au putut fi depășite substanțial prin aportul epuimentelor directe, fiind posibilă executarea de excavații fără fenomene de instabilitate pînă la cca 4 ... 8 m față de nivelul hidrostatic.

Un alt procedeu poate fi combinarea filtrelor aciculare cu foraje adînci de diametru mare, mai ales în cazul prezenței sub straturile de pămînturi fine de la baza excavațiilor a unor formațiuni grosiere sub presiune. Independent de experiența inginerilor proiectanți care stabilesc schema de pompare, se vor impune ajustări corespunzătoare la execuție funcție de comportarea efectivă a pămînturilor.

5.4. PREVENIREA EFECTULUI DE SUBPRESIUNE A APELOR SUB PATUL EXCAVAȚIILOR

În situații similare celor arătate schematic în figura 5.10, adică cu straturi puțin permeabile la baza excavațiilor, urmate de formațiuni permeabile purtătoare de ape sub presiune, acestea din urmă pot afecta



1 Pămînt impermeabil
2 Pămînt permeabil

Fig. 5.10. — Excavație executată în pămînturi argiloase, urmate de straturi permeabile cu ape sub presiune

patul argilos superficial. În această situație se impune micșorarea presiunii apelor dacă nu este îndeplinită condiția:

$$\gamma_w H_0 < \gamma h_0 \tag{5.22}$$

în care: γ_w este greutatea volumică a apei;

γ — greutatea volumică a stratului de pămînt argilos superficial.

Semnificațiile literelor H_0 și h_0 sînt arătate în figura 5.10.

Din formula respectivă rezultă depresionarea — micșorarea presiunii apelor ΔH necesară a fi realizată și anume:

$$\Delta H > (H_0\gamma_w - h_0\gamma)/\gamma_w$$

Pentru micșorarea presiunii apei, argila din baza excavației poate fi perforată prin foraje umplute cu material drenant care să preîntîmpine antrenarea granulelor fine de pămînt de către curentul apei scurse.

5.5. FILTRELE INVERSE

Pentru a se preveni antrenarea pămînturilor nisipoase sub acțiunea curentului de apă, o măsură eficace prezintă utilizarea filtrelor inverse. Acestea sînt constituite din straturi de pămînturi necoezive, avînd o compoziție stabilită după anumite criterii, care se așternpe masele de pămînt susceptibile la antrenări.

Condițiile mai importante pe care trebuie să le îndeplinească straturile filtrante sînt: permeabilitatea, reținerea antrenării fracțiunilor fine de pămînt protejat și stabilitatea lor.

La dimensionarea straturilor filtrante se pot avea în vedere relaţiile de mai jos obţinute experimental de T e r z a g h i-B e r t r a m :

$$\frac{D_{15} \text{ al filtrului}}{D_{15} \text{ al terenului}} \geqslant 5 \qquad (5.23)$$

$$\frac{D_{15} \text{ al filtrului}}{D_{85} \text{ al terenului}} \leqslant 4 \qquad (5.24)$$

Cercetările lui T e r z a g h i - B e r t r a m au fost reluate prin studii teoretice şi experimentale,stabilindu-se o serie de recomandări dintre care cele mai importante sînt:

— Curba granulometrică a filtrului trebuie să fie aproximativ paralelă cu cea a terenului de fundaţie.

— Materialul filtrant nu trebuie să conţină mai mult de 5%, fraţiuni argiloase.

— Dimensiunea maximă a agregatului filtrant se va limita la 7 ... 8 cm.

— Grosimea straturilor filtrante nu trebuie să fie mai mică de 0,20 m şi este important de reţinut că straturile filtrante mai groase admit toleranţe mai largi referitor la granulometrie şi mai ales în privinţa paralelismului care se cere să existe între curbele granulometrice ale filtrului şi ale terenului.

Pentru a se preveni antrenarea materialului filtrant în eventualitatea scurgerii apelor prin tuburi găurite introduse în masa acestuia, va fi respectată relaţia:

$$\frac{D_{85} \text{ filtru}}{D_0 \text{ tub}} > 1 \ldots 2 \qquad (5.25)$$

în care: D_{85} filtru este diametrul stratului filtrant corespunzător procentajului de 85%;

D_0 tub — diametrul orificiilor din tuburi.

6. CAPACITATEA PORTANTĂ

6.1. CONSIDERAȚII GENERALE

Capacitatea portantă la talpa de fundare depinde de caracteristicile terenului, adîncimea și dimensiunile fundației, precum și de valoarea tasărilor care pot fi suportate de construcție sau de instalațiile aferente.

Există două metode pentru evaluarea capacității portante:

— pe bază de considerente teoretice prin calcule;

— empiric sau cu ajutorul unor tabele cuprinzînd presiunile admisibile.

În primul caz, la construcțiile mai importante, aceste presiuni se calculează pentru fiecare amplasament în parte funcție de caracteristicile de tăiere și dimensiunile fundațiilor. Valorile obținute, după afectarea prin coeficienți de siguranță, sînt evaluate prin prizma tasărilor pe care le pot genera, stabilindu-se în final așa-numitele presiuni convenționale, necesare dimensionării fundațiilor. Acest sistem este aplicabil la majoritatea pămînturilor nestîncoase, fiind mai puțin utilizabil în cazul nisipurilor, mai ales a acelora cu pietrișuri. La terenurile necoezive unghiurile de frecare interioară ridicate conduc la presiuni mari care ar genera tasări exagerate și în această situație la pămînturile respective presiunile se adoptă direct funcție de recomandările din diferite normative.

În cazul construcțiilor obișnuite, în general de mici dimensiuni, capacitatea portantă se stabilește empiric sau cu ajutorul unor tabele cuprinzînd presiunile convenționale pentru pămînturile întîlnite mai frecvent în practică.

6.2. STABILIREA CAPACITĂȚII PORTANTE PRIN METODE TEORETICE

Verificarea capacității portante limite se efectuează mai frecvent prin calcule, la care se are în vedere evitarea refulării pămîntului de fundație. În acest scop se efectuează ecuații de echilibru între solicitarea

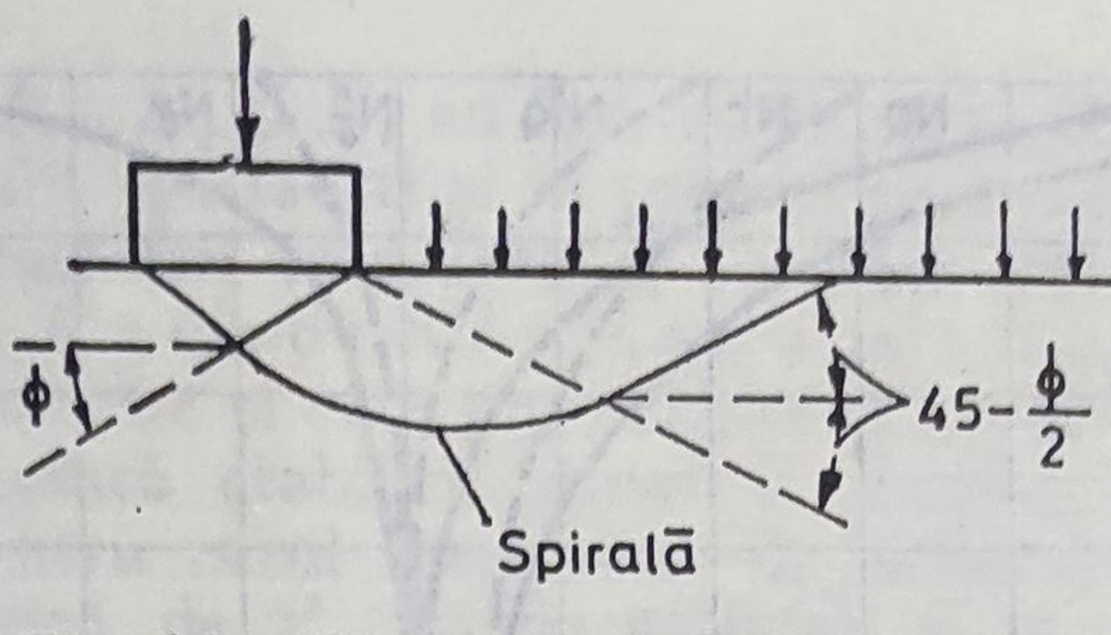


Fig. 6.1 — Schema de cedare a pămîntului propusă de T e r z a g h i.

dată de construcție și rezistența opusă de teren în care se nasc tendințe de cedare prin alunecări după diferite planuri. O ipoteză apropiată de realitate, așa după cum a reieșit din numeroase verificări, este cea cu planul de cedare propus de T e r z a g h i, arătat în figura 6.1 și în funcție de care acest cercetător a stabilit presiunile critice în două variante:

— pentru pămînturile argiloase tari sau nisipoase care pot provoca o cedare bruscă a construcției;

— la argilele plastice de consistență scăzută, care, în urma unor încărcări mari, suferă într-o primă fază deformații pronunțate, urmînd ca tasările mari și cedarea să survină într-o a doua fază.

Formulele capacităților portante, stabilite în ambele variante sînt asemănătoare, variația reducîndu-se la valorile diferite ale coeficienților N_γ, N_q și N_c după cum se va arăta ulterior:

a. pentru fundații continue:

$$p_{cr} = \gamma b N_\gamma + \gamma h_f N_q + c N_c \tag{6.1}$$

b. pentru fundații pătrate:

$$p_{cr} = 0{,}8\,\gamma b N_\gamma + \gamma h_f N_q + 1{,}3\,c N_c \tag{6.2}$$

în care: N_γ, N_q și N_c sînt coeficienți care se determină cu ajutorul graficului din figura 6.2, separat pentru cele două variante;

b — jumătate din lățimea fundației;

h_f — adîncimea de fundare;

c — coeziunea.

Pentru obținerea presiunii admisibile, capacitatea portantă obținută cu aceste formule se împarte cu 2 sau 3.

Exemplu. Se cere determinarea presiunii admisibile la o talpă de fundare continuă cu lățimea $2b = 12{,}5$ m și adîncimea $h_f = 2$ m,

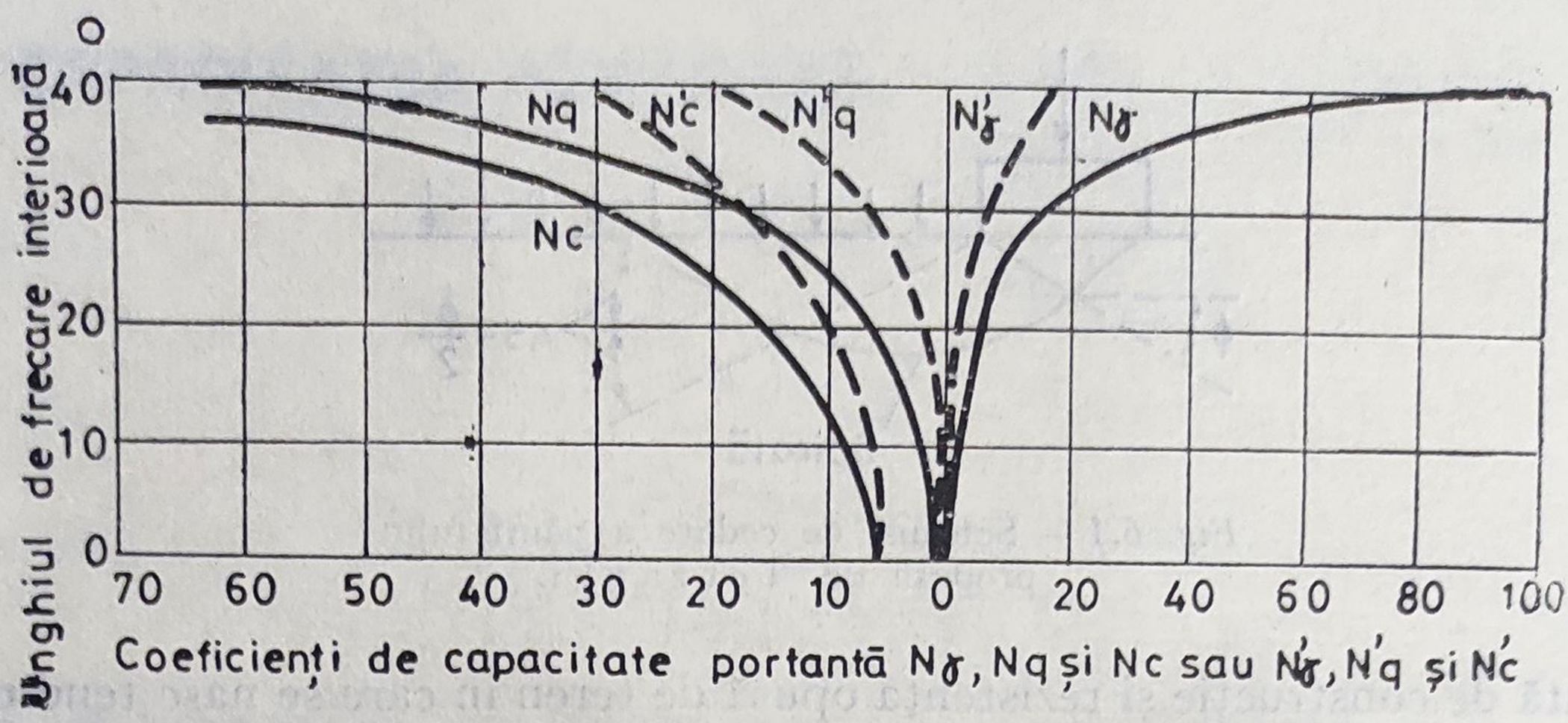


Fig. 6.2 — Grafic pentru determinarea coeficienților de capacitate portantă N_γ, N_q și N_c la pămînturile tari și N'_γ, N'_q și N'_c la pămînturile slabe, funcție de unghiul de frecare interioară

pentru un pămînt care prezintă caracteristicile $\Phi = 18°$, coeziunea $c = 1{,}2$ t/m² și $\gamma = 1{,}05$ t/m³ ([22]).

Coeziunea redusă denotă o consistență scăzută prevăzută în varianta a doua. Coeficienții de capacitate portantă N'; N'_q și N'_c determinați cu ajutorul graficului din figura 6.2 au valorile de respectiv 1; 3,2 și 11 și în consecință presiunea critică este:

$$p_{cr} = 1{,}05 \cdot 6{,}26 \cdot 1{,}0 + 1{,}05 \cdot 2.3{,}2 + 1{,}2 \cdot 11{,}0 = 26{,}5 \text{ t/m}^2 =$$
$$= 2{,}65 \text{ daN/cm}^2 \ (10^2 \text{ kPa})$$

și admițînd un coeficient de siguranță 2, va rezulta presiunea admisibilă $p_{adm} = 2{,}65 : 2 = 1{,}33$ daN/cm² (10^2 kPa).

O serie de specialiști consideră că ecuațiile lui T e r z a g h i, la elaborarea cărora a contribuit și B u i s m a n, sînt acoperitoare, mai ales în cazul fundațiilor de mică adîncime. În cazul fundațiilor adînci, metoda lui T e r z a g h i prezintă inconvenientul luării în considerare a unei suprafețe de cedare pînă la suprafața terenului, fapt neconfirmat de realitate. Totuși așa cum arată T o m l i n s o n, în practica actuală, la calculul capacității portante se folosesc predominant expresiile respective care conduc la valori mai acoperitoare. Acest fapt se poate considera pozitiv, dat fiind dificultățile legate de obținerea prin studii a unor date precise referitoare la situația inginero-geologică din diferite amplasamente.

O formulă aproximativă pentru stabilirea presiunii critice, la care se ține seama de adîncimea fundației d și lățimea acesteia este ([18])

$$p = \frac{\gamma B}{2} N_\gamma \left(1 + 2\frac{d}{B}\right) \qquad (6.3)$$

Coeficienții N_γ, N_q și N_c au fost verificați în ultimul timp la scară mare de mai mulți specialiști și în prezent se manifestă tendința utilizării pentru parametrii respectivi a valorilor propuse de Prandtl-Reissner și Caquot-Kérisel, asemănătoare cu cele adoptate în normativele noastre și care sînt arătate în tabelul 6.1.

Relația necesară stabilirii presiunii critice, arătată în STAS 8316/8316-77 pentru cazul rezultantei de solicitare a fundației cu o înclinare mai mică de 5° față de verticală și în condițiile unei stratificații aproape orizontale, este:

$$p_{cr} = \gamma \cdot B' N_\gamma \cdot \lambda_\gamma + q \cdot N_q \cdot \lambda_q + c \cdot N_c \cdot \lambda_c \qquad (6.4)$$

în care: p_{cr} este presiunea la talpa de fundare în condiții de echilibru limită (presiunea critică), în kPa;

γ — greutatea volumică de calcul a straturilor de pămînt de sub talpa fundației, în kN/m³;

$B' = B - 2 \cdot e_1, B$ — fiind latura mică a fundației și e_1 excentricitatea rezultantei încărcării față de axa longitudinală a tălpii fundației; (6.5)

$N_\gamma; N_q; N_c$ — coeficienți de capacitate portantă care depind de valoarea de calcul a unghiului de frecare interioară Φ a straturilor de pămînt de sub talpa fundației conform tabelului 6.1;

q — suprasarcina de calcul care acționează la nivelul tălpii fundației, lateral față de construcție, în kPA;

c — coeziunea straturilor de pămînt de sub talpa fundației, în kPa;

$\lambda_\gamma; \lambda_q; \lambda_c$ — coeficienți de formă ai tălpii fundației conform tabelului 6.2.

În cazul prezenței sub fundație a unor straturi a căror caracteristici de rezistență Φ și c nu variază cu mai mult de 50%, se pot accepta pentru calculul capacității portante valorile Φ, c și γ, ca medii ponderate cu contribuția fiecărui strat.

Grosimea masei de pămînt de sub fundație, ale cărei caracteristici geotehnice Φ, c și γ intervin în stabilirea presiunii critice p_{cr}, se determină cu formula:

$$t = Bf(\Phi) \qquad (6.6)$$

în care: t este grosimea masei de pămînt, în m;

B — lățimea fundației, în m;

$f(\Phi)$ — coeficient adimensional stabilit cu ajutorul tabelului 6.3 în funcție de unghiul de frecare interioară Φ al pămîntului în contact cu talpa fundației.

Tabelul 6.1

Valorile coeficienților de capacitate portantă

Φ	N_γ	N_q	N_c
0°	0,0	1,0	5,1
3°	0,1	1,6	6,3
10°	0,2	2,5	8,3
15°	0,7	3,9	11,0
20°	1,8	6,4	14,8
22°30′	2,7	8,2	17,5
25°	4,1	10,7	20,7
27°30′	6,1	13,9	24,9
30°	9,0	18,4	30,1
32°30′	13,6	24,6	37,0
35°	20,4	33,3	46,1
37°30′	31,0	45,8	58,4
40°	47,7	64,2	75,3
42°30′	75,0	91,9	99,3
45°	120,5	133,9	133,9

Tabelul 6.2

Coeficienții de formă a fundației

Forma fundației	$\lambda_c : \lambda_q$	λ_γ
Continuă	1,0	1,0
Dreptunghiulară $B/L \geqslant 0{,}2$	$1 + 0{,}3 \cdot B'/L'$*	$1 - 0{,}4 \cdot B'/L'$
Pătrat, cerc	1,3	0,6

* Semnificația lui B' a fost dată de formula 6.5 iar $L' = L - 2 \cdot e_1$, L fiind lungimea fundației și e_1 excentricitatea rezultantei forțelor față de axa transversală.

Tabelul 6.3

Valorile coeficientului f(Φ)

Φ	f(Φ)
0	0,70
5	0,75
10	0,80
15	0,85
20	0,92
25	1,00
30	1,10
35	1,30
40	1,70
45	2,70

În practica sovietică capacitatea portantă se evaluează frecvent pe principiul evitării formării în terenul de fundare a unor zone plastice care pot amorsa cedări locale.

Principiul evitării totale de formare a zonelor plastice este însă exagerat și conduce la o supradimensionare a fundațiilor. În această situație în SNIP II 1-62 se admite formarea de zone plastice restrînse, iar M a s l o v consideră posibilă producerea zonelor respective în exteriorul fundațiilor propunînd următoarea expresie a presiunii admisibile:

$$p_{adm} = \frac{\pi\gamma\left((2b\,\mathrm{tg}\,\Phi + h_f + \frac{c}{\mathrm{ctg}\,\Phi}\right)}{\mathrm{ctg}\,\Phi + \Phi - \frac{\pi}{2}} \qquad (6.7)$$

în care: b — este jumătatea lățimii fundației;
h_f — adîncimea fundației;
γ — greutatea volumică a pămîntului de fundație;
Φ și c — caracteristicile de tăiere ale pămîntului.

Pentru o utilizare mai ușoară, această formulă se poate rezolva cu ajutorul graficului din figura 6.3, în care scop aceasta se pune sub forma:

$$p_{adm} = (M_b \cdot 2 \cdot b + M_h \cdot h_f) \cdot \gamma + M_c \cdot c \qquad (6.8)$$

semnificațiile literelor b, h_f și c fiind aceleași ca în formula 6.7.

Modul de aplicare al acestui procedeu se înțelege mai bine din rezolvarea exemplului prezentat în continuare.

Exemplu. Se cere determinarea presiunii admisibile pentru următoarele date: lățimea fundației $2b = 12$ m, adîncimea fundației $h_f = 2{,}0$ m, greutatea volumică a pămîntului de fundație $\gamma = 0{,}98$ t/m³, $\Phi = 22°$ și $c = 0{,}2$ daN/cm² (10^2kPa)([22]).

În funcție de valorile coeficienților M_b, M_h M_c și introduși în formula 6.8 se obține:

$$p_{adm} = (0{,}985 \cdot 12 + 3{,}44 \cdot 2)\,0{,}98 +$$
$$+ 6{,}04 \cdot 2 = 30{,}4\ \mathrm{t/m^2} = 3{,}04\,(10^2\ \mathrm{kPa}).$$

În cazul unor pămînturi coezive, această formulă este utilizabilă pentru $\Phi > 5 \ldots 7°$. Cercetările mai amănunțite arată că formula respectivă este aplicabilă la fundațiile flexibile restrîn-

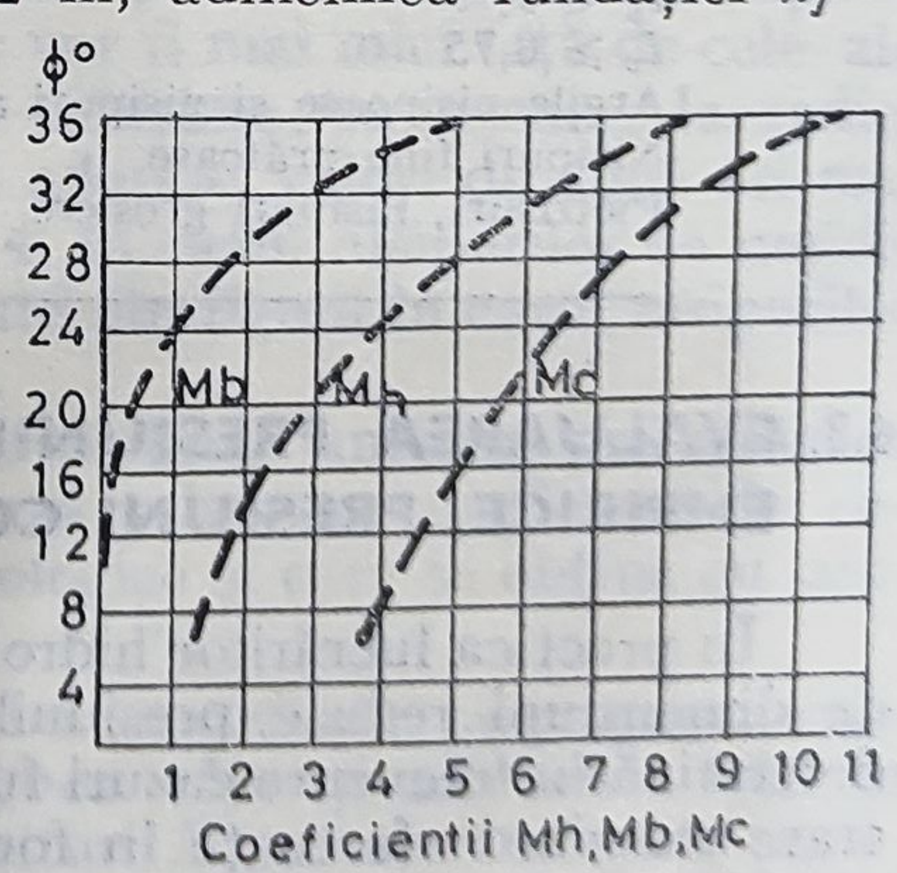


Fig. 6.3 — Grafic pentru determinarea coeficienților M_h; M_b și M_c.

se, deoarece în cazul unor tălpi de fundare mai dezvoltate așezate pe pămînturi slabe neomogene sînt posibile cedări locale.

La construcțiile amplasate pe terenuri în pantă, cu înclinări mai mari de 20%, sau pe o platformă mărginită de un taluz se impune verificarea stabilității generale la alunecare după planuri de cedare mai adînci așa cum se arată la capitolul 8.

Verificarea stabilității generale nu este necesară, dacă taluzul din vecinătatea construcției este stabil și distanța dintre marginele taluzului și a fundației depășește de minimum 6 ori dimensiunea acestei fundații pe direcția alunecării probabile și este de cel puțin 10 m.

Atunci cînd apare pericolul deplasărilor laterale sub acțiunea unor solicitări orizontale, stabilitatea se verifică cu formula:

$$H < m_h \cdot \mu \cdot V \tag{6.9}$$

în care: H este solicitarea care tinde să deplaseze fundația;
V — încărcarea verticală pe planul de fundație;
m_h — coeficientul condițiilor de lucru egal cu 0,8;
μ — coeficientul de frecare pe talpa fundației, care în lipsa unor date de teren sau laborator se poate lua din tabelul 6.4.

Tabelul 6.4

Valorile coeficientului μ

Denumirea pămîntului	μ
Argile	
$I_c < 0{,}75$	0,25
$I_c \geqslant 0{,}75$	0,30
Argile nisipoase și nisipuri argiloase	0,30
Nisipuri fine prăfoase	0,40
Pietrișuri, nisipuri grosiere	0,50

6.3. EVALUAREA PRESIUNILOR ADMISIBILE PRIN METODE EMPIRICE. PRESIUNI CONVENȚIONALE

În practica lucrărilor hidroameliorative cu construcții în majoritate de dimensiuni reduse, presiunile admisibile la pămînturile necoezive se determină în frecvente cazuri funcție de rezultatele încercărilor de penetrare standard efectuate în forajele din amplasamentele construcțiilor avute în vedere. Numărul de lovituri N obținute în condițiile standard, pentru introducerea ștuțului, poate fi corelat cu presiunile admisibile

la fundațiile de diferite adîncimi cu ajutorul graficului din figura 6.4 propus de Terzaghi și Peck.

Definirea presiunilor admisibile s-a elaborat considerîndu-se că, pentru valoarea corespunzătoare a lățimii fundației vor avea loc tasări de aproximativ 2,5 cm. Este de asemenea necesar a se arăta că nivelul apei subterane s-a presupus la o adîncime sub talpa fundației cel puțin egală cu lățimea acesteia. Dacă apa subterană se află la nivelul tălpii de fundare sau foarte aproape de aceasta, iar adîncimea fundației este mică în raport cu lățimea sa, tasările vor fi de două ori mai mari; în cazul adoptării criteriului anterior, ca tasările să fie limitate la 2,5 cm, este necesar ca valorile rezultate din graficul de la figura 6.4 să fie înjumătățite.

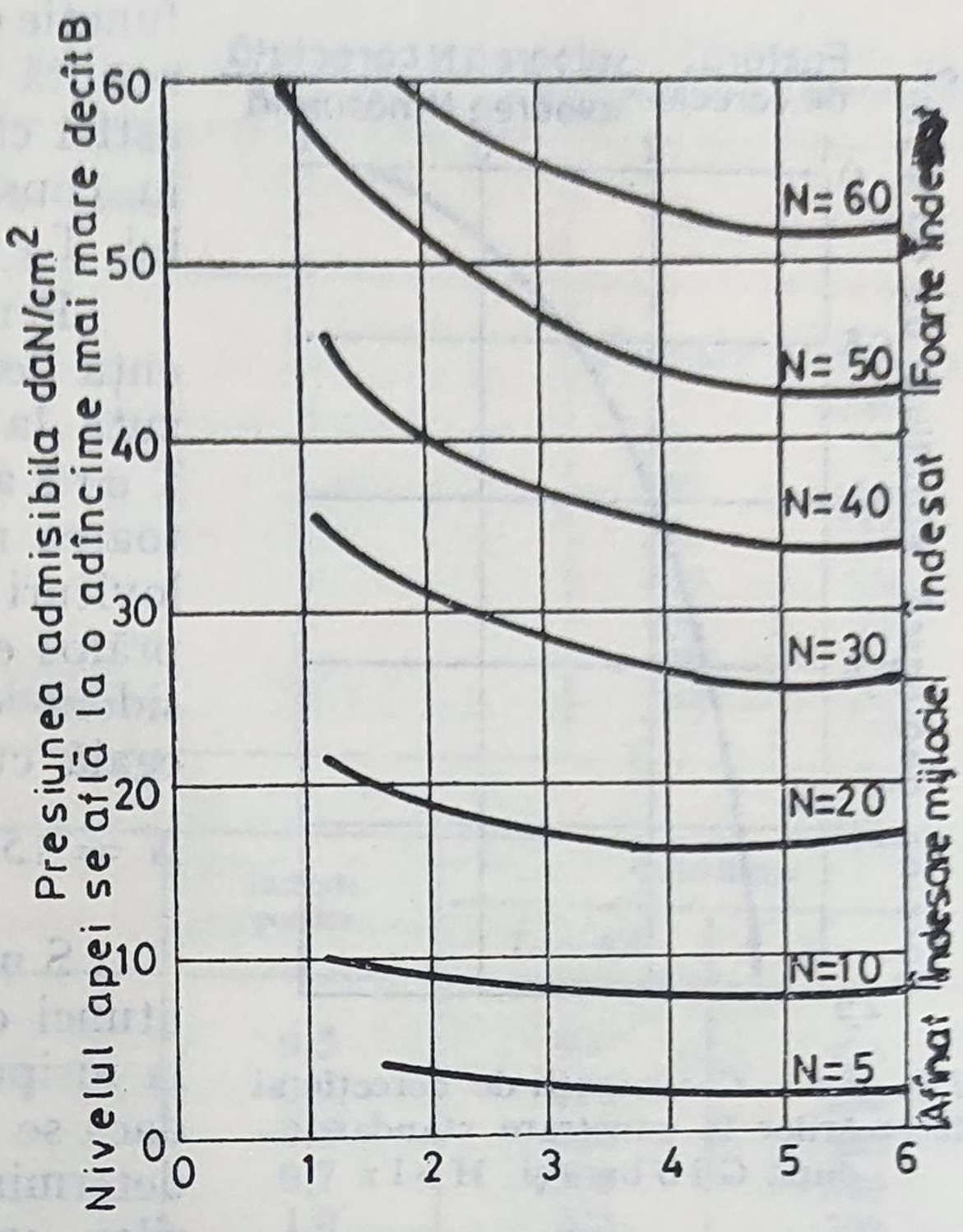


Fig. 6.4 — Nomogramă pentru evaluarea presiunii admisibile la fundațiile așezate pe nisipuri funcție de rezultatele penetrării standard.

Datorită rigidității mari a fundațiilor pe radier sau a fundațiilor adînci, tasările totale și cele diferențiate vor fi mai mici față de cele ale fundațiilor izolate sau continue de mică adîncime; ca urmare, la radierele mari sau fundații masive adînci, se adoptă valori de două ori mai mari față de cele rezultate din figura 6.4, în cazul nisipurilor cu umiditate redusă și valori egale cu cele obținute din figură în cazul nisipurilor saturate, aflate sub nivelul hidrostatic.

Valorile N, obținute prin încercările de teren anterior prelucrărilor cu graficul lui Terzaghi, se afectează printr-un coeficient de corecție în vederea considerării sarcinii geologice și care se obține cu ajutorul corelației din figura 6.5.

În vederea unei mai bune înțelegeri a procedeului se propune examinarea unui caz de fundație avînd lățimea 2,5 m și adîncimea 1,25 m cu un pămînt pentru care numărul de lovituri N, necesar înfigerii penetrometrului de 30 cm la adîncimea de cca 2,5 m, a fost 17. Sarcina geologică medie la această adîncime este de 0,46 daN/cm² (10^3kPa)

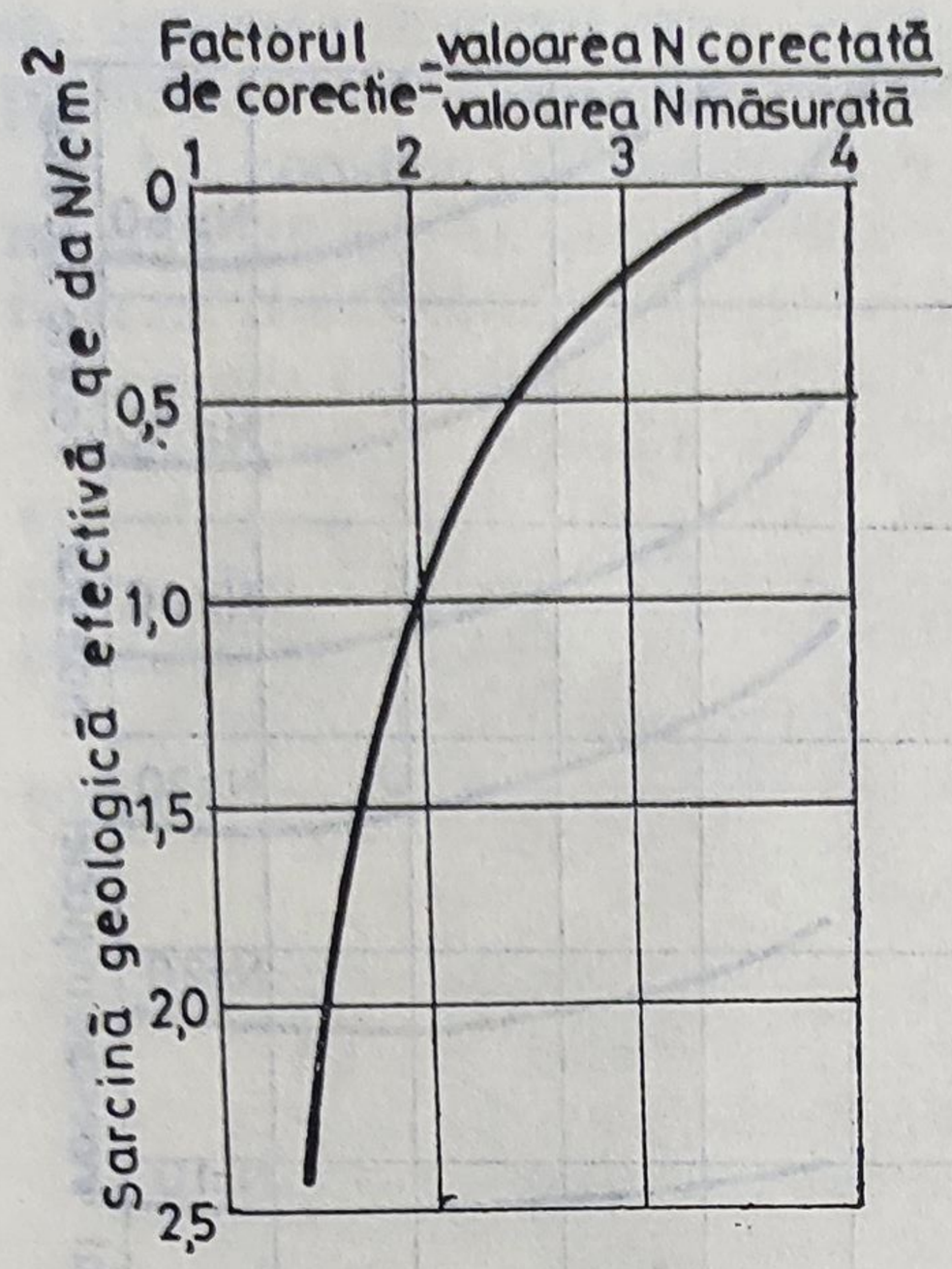


Fig. 6.5 — Coeficienții de corecție ai încercărilor la penetrare standard — după G i b b s și H o l z

funcție de care în graficul din figura 6.5 rezultă coeficientul de corecție 2,6, astfel că valoarea N care trebuie luată în considerare la folosirea graficului lui T e r z a g h i este $2{,}6 \times 17 = 44$.

Pentru a se ține seama de influența defavorabilă a permeabilității scăzute la nisipurile fine sau prăfoase, T e r z a g h i și P e c k propun următoarea regulă: atunci cînd numărul de lovituri N obținut la un nisip fin sau prăfos este mai mare de 15, se va considera că îndesarea pămîntului este egală cu cea a unui nisip pentru care

$$N = 15 + \frac{1}{2}(N - 15) \ (^{35}). \qquad (6.10)$$

S u t h e r l a n d consideră că atunci cînd se aplică corecțiile arătate la nisipurile foarte fine și prăfoase și dacă se iau măsurile necesare pentru determinarea conștiincioasă a valorilor experimentale, metoda penetrării standard furnizează valori realiste ale presiunilor admisibile, în concordanță cu cele obținute prin încercări pe placă și cu cele cunoscute din experiență ca fiind sigure.

În cazul construcțiilor din clasele de importanță III, IV și V, conform prevederilor din STAS 9165-72, fundate pe pămînturi argiloase cu $I_c > 0{,}5$ și nisipuri de îndesare medie, calculul terenului de fundare se poate face pe baza presiunilor convenționale prezentate în tabelul 6.5.

Tabelul 6.5

Presiunile convenționale de calcul pentru pămînturile necoezive, coezive și umplutură

Denumirea pămîntului de fundare	$P_{conv.}$ (în kPa)
Pămînturi necoezive	850
Bolovănișuri cu interspațiile umplute cu nisip și pietriș	650
Blocuri cu interspațiile umplute cu pămînturi argiloase	350 ... 600*
Pietrișuri curate (din fragmente de roci cristaline)	750
Pietrișuri din fragmente de roci sedimentate	360 ... 500*
Pietrișuri cu nisip argilos	360 ... 500*

Tabelul 6.5 (continuare)

Denumirea pământului de fundare	P_{conr_z} (în kPa)	
	Îndesate	*Îndesate mediu*
Nisip grosier	750	500
Nisip mediu	600	500
Nisip fin — umed	500	350
— foarte umed și saturat	350	250
Nisip fin prăfos — uscat	400	300
— umed	300	250
— foarte umed și saturat	250	150

Pământuri coezive	Indicile porilor	Consistența	
		$I_c = 0,5$	$I_c = 1$
Nisip argilos, praf argilos	0,5	400	425
	0,7	300	350
Argilă nisipoasă sau prăfoasă	0,5	400	425
	0,7	300	350
	1,0	225	300
Argile	0,5	725	850
	0,6	575	725
	0,8	350	425
	1,0	250	350

Umpluturi	*Pământuri nisipoase*		*Nisipuri prăfoase, prafuri argiloase, pământuri vegetale*	
	$S = 0,5$	$S = 0,8$	$S = 0,5$	$S = 0,8$
Umpluturi proiectate compactate (perne, ramblee)	250	200	180	150
Idem, necompactate	180	150	120	100

* În intervalul indicat, valorile se aleg în funcție de consistența pământului argilos aflat în interspații interpolîndu-se între valorile minime pentru $I = 0,5$ și maxime, corespunzător lui $I_c = 1$

Pentru stările intermediare de îndesare sau consistență, presiunile convenționale de calcul se determină prin interpolare.

Presiunile convenționale prezentate sînt valabile pentru fundațiile avînd lățimea tălpii $B = 0,6 \ldots 1,0$ m și adîncimea de fundare $D = 1,0 \ldots 2,0$ m.

La fundațiile avînd lățimea tălpii $B \geqslant 5$ m valorile din tabel se majorează după cum urmează:

— la bolovănișuri, pietrișuri și pămînturi nisipoase, exceptînd nisipurile prăfoase, cu 50%;

— la nisipuri prăfoase și pămînturi argiloase, cu 20%.

Pentru $1{,}0 < B < 5$ m se interpolează liniar valorile din tabel și cele corespunzătoare la $B = 5$ m.

Pentru adîncimi de fundare $D > 2{,}0$ m valoarea p_{max} se calculează cu formula:

$$p_{max} = p_{conv} + K \cdot \gamma \cdot (D - 2) \qquad (6.11)$$

în care: p_{conv} este presiunea convențională de calcul din tabelul 6.4;

K — coeficient conform tabelului 6.6;

γ — greutatea volumică de calcul a straturilor situate deasupra nivelului de fundare, în kN/m³.

Tabelul 6.6

Valorile K din formula 6.11

Denumirea pămîntului	K
Bolovănișuri, pietrișuri, umpluturi nisipoase fine-medii-grosiere	2,5
Nisipuri prăfoase	2,0
Argile	1,5

Pentru $D < 1{,}0$ m, p_{conv} se determină prin interpolare între valoarea p_{conv} stabilită pentru $D = 1 \ldots 2$ m și $0{,}5\ p_{conv}$ pentru $D = 0$.

În cazul pămînturilor argiloase avînd $I_c > 1$, valoarea p_{conv} se alege astfel:

— pentru nisipuri **argiloase,** valorile p_{conv} corespunzătoare lui $I_c = 1$;

— pentru prafuri **argiloase, argile prăfoase,** argile, valorile din coloana corespunzătoare lui $I_c = 1$ se majorează cu 20%.

La construcții cu subsol se adoptă, pentru presiunile convenționale de calcul, majorări corespunzătoare celei mai mici dintre valorile D sau D' unde:

D este adîncimea de fundare măsurată de la cota terenului sistematizat la cota fundației;

$$D' = q/\gamma$$

în care: q este suprasarcina permanentă aplicată la nivelul de fundare în partea inferioară a zidului de subsol.

Prin calculul terenului la presiuni convenționale trebuie să se respecte condițiile:

$$p_{ef} \leqslant p_{conv} \text{ și } p'_{ef} \leqslant 1{,}4 \cdot p_{conv} \qquad (6.12)$$

în care: p_{ef} și p'_{ef} sînt presiunea medie verticală pe teren provenită din încărcările fundamentale și respectiv încărcările speciale.

La fundațiile încărcate excentric se admite ca presiunile efective maxime pe talpa de fundare să respecte relațiile:

— la excentricitățile după o singură direcție:

$p_{ef\,max} \leqslant 1{,}2 \cdot p_{conv}$ pentru forțele fundamentale; (6.13)

$p'_{ef\,max} \leqslant 1{,}6 \cdot p_{conv}$ pentru grupa de forțe speciale; (6.14)

— la excentricități după ambele direcții:

$p_{ef\,max} \leqslant 1{,}5 \cdot p_{conv}$ pentru forțele fundamentale; (6.15)

$p'_{ef\,max} \leqslant 2{,}0 \cdot p_{conv}$ pentru gruparea de forțe speciale. (6.16)

Pămînturile sensibile la umezire sînt examinate la subcapitolul 12.4.

6.4. CAPACITATEA PORTANTĂ LA SARCINI DINAMICE

Sub efectul vibrațiilor caracteristicile fizico-mecanice ale pămînturilor se schimbă și capacitatea sa portantă scade. Ținîndu-se seama de mișcările vibratorii posibile, apare necesitatea determinării următorilor coeficienți de deformație elastici:

— C_z, coeficientul de deformație uniformă pentru mișcarea de translație verticală (daN/cm³);

— C_x, coeficientul de deformație uniformă pentru mișcarea de lunecare orizontală (daN/cm³);

— C_α, coeficientul de deformație neuniform pentru mișcarea de rotație în jurul axei orizontale (daN/cm³).

Majoritatea studiilor teoretice și practice s-au efectuat asupra coeficientului C_z, pentru care s-a stabilit următoarea relație:

$$C_z = 1{,}13 \frac{E}{1 - \nu^2} \cdot \frac{1}{\sqrt{F}} \qquad (6.16)$$

în care: E este modulul de elasticitate;

ν — coeficientul lui Poisson;

F — aria fundației.

La calculele cu sarcinile dinamice, pentru modulul de elasticitate se pot indica următoarele valori informative în daN/cm² (10^2 kPa):

— argilă plastică 300 ... 400;

— argilă tare, compactă 1 200;

— nisip mijlociu, amestecat cu pietriș, saturat 540;

— nisip fin saturat 80.

Referitor la coeficienții lui Poisson ν, de asemenea în cazul calculelor dinamice se pot utiliza valorile:

— argilă 0,45 ... 0,5;

— praf argilos 0,40 ... 0,45;

— nisip argilos sau prăfos 0,35 ... 0,40.

O serie de cercetători au stabilit relații de legătură între coeficienții de deformație, ajungîndu-se la următoarele expresii:

$$C_x = 0{,}5 \cdot C_z$$

$$C_\alpha = 2C_z$$

Pentru aceiași coeficienți se mai pot utiliza expresiile ([36]):

$$C_z = C_0\left[1 + \frac{2(l+b)}{\Delta_1 F}\right]\cdot\sqrt{\frac{p}{p_0}} \tag{6.17}$$

$$C_x = D_0\left[1 + \frac{2(l+b)}{\Delta_1 F}\right]\cdot\sqrt{\frac{p}{p_0}} \tag{6.18}$$

$$C_\alpha = C_0\left[1 + \frac{2(l+3b)}{\Delta_1 F}\right]\cdot\sqrt{\frac{p}{p_0}} \tag{6.19}$$

în care: C_0, D_0 și Δ_1 sînt constantele de elasticitate ale pămîntului de fundare care nu sînt influențate de dimensiunile construcțiilor;

l și b — laturile patului de fundare ($F = l \cdot b$);

p — presiunea unitară statică transmisă patului de fundare;

p_0 — presiunea unitară aplicată unor platforme experimentale în vederea determinării coeficienților C_0 și D_0.

Cu ajutorul coeficienților determinați prin formulele 6.17, 6.18 și 6.19 se stabilesc solicitările asupra fundațiilor după cum urmează:

$$R_z = C_z F z_0$$

$$R_x = C_x F x_0$$

$$M = C_\alpha I \alpha_0$$

în care: R_z și R_x sînt rezultatele solicitărilor care acționează patul de fundare pe direcția verticală și orizontală;

M — momentul de rotire;

F — suprafața fundației;

I — momentul de inerție al suprafeței fundației, față de axa principală normală la planul în care se produce rotirea fundației;

z_0 și x_0 — deplasările corespunzătoare pe verticală și orizontală ale centrului de greutate a suprafeței de fundare;

α_0 — unghiul de înclinare al planului de fundare ([36]).

Pe bază de experienţe s-a putut stabili următoarea relaţie între coeficienţii C_0 şi D_0 pe de o parte şi coeficientul lui Poisson ν pe de altă parte:

$$D_0 \approx \frac{1-\nu}{1-0{,}5\nu} \cdot C_0 \approx 0{,}7\,C_0 \qquad (6.20)$$

În scopuri practice se poate admite $\Delta_1 = 1$ m.

Trebuie menţionat că formulele 6.17 ... 6.20 nu sînt aplicabile la fundaţiile mari, de exemplu ale construcţiilor hidrotehnice masive care acţionează cu presiuni mai mari de 2 daN/cm² (10^2 kPa).

Referitor la valorile coeficientului C_0 în calculele curente acestea se pot lua din tabelul 6.7. ([36]).

Tabelul 6.7

Valorile coeficientului C_0 din formula 6.20 pentru $p_0 = 0{,}2$ daN/cm² (10^2 kPa).

Pămînt	C_0 daN/cm² (10^2 kPa)
Nisipuri	
a) prăfoase, foarte umede sau saturate	0,8 ... 1
b) fine, independent de îndesare sau umiditate	1,0 ... 1,2
c) medii, grosiere şi cu pietrişuri, independent de îndesare şi umiditate	1,2 ... 1,6
Argile, prafuri argiloase, prafuri nisipoase	
a) în stare plastică apropiată de limita de curgere	0,5 ... 1
b) plastice	1 ... 2
c) tari	2 ... 3

Exemplu. Se cere determinarea coeficienţilor C_x, C_z, C necesari la calculul unei fundaţii, solicitate de vibraţii, aşezate pe nisipuri grosiere, avînd dimensiunile $l = 9$ m şi $b = 5$ m; presiunea exercitată asupra pămîntului este $p = 0{,}6$ daN/cm².

În conformitate cu tabelul 6.7, $C_0 = 1{,}6$ daN/cm² (10^2 kPa) şi admiţînd $\Delta_1 = 1$ m rezultă:

$$C_x = 0{,}7 \cdot 1{,}6\left[1 + \frac{2(9+5)}{1 \cdot 9 \cdot 5}\right]\sqrt{\frac{0{,}6}{0{,}2}} = 3{,}1 \text{ daN/cm}^3 \text{ (}10^2\text{kPa)};$$

$$C_z = 1{,}6\left[1 + \frac{2(9+5)}{1 \cdot 9 \cdot 5}\right]\sqrt{\frac{0{,}6}{0{,}2}} = 4{,}5 \text{ daN/cm}^3 \text{ (}10^2 \text{ kPa)};$$

$$C = 1{,}6\left[1 + \frac{2(9+3 \cdot 5)}{1 \cdot 9 \cdot 5}\right]\sqrt{\frac{0{,}6}{0{,}2}} = 5{,}8 \text{ daN/cm}^3 \text{ (}10^2 \text{ kPa)}.$$

6.5. CONDIȚIILE DE LICHEFIERE A PĂMÎNTURILOR DE FUNDAȚIE

În condiții de încărcare dinamică, cînd eforturile de forfecare variază ciclic, se produce o tendință de îndesare a pămîntului și evacuarea în consecință a apei conținută în masa acestuia. Astfel, în situația greutății de evacuarea apei, presiunea acesteia crește mult în dauna efortului efectiv inițial. În condiții de limită, presiunea apei din pori devine eventual egală cu efortul efectiv, fapt ce determină pierderea rezistenței depozitelor nisipoase și transformarea acestora într-o masă vîscoasă.

În această situație, se poate considera că permeabilitatea este unul din factorii de bază care favorizează producerea lichefierii. Această concluzie este bazată pe rezultatele din practică, care confirmă că pămînturile cu o permeabilitate ridicată sînt mai puțin susceptibile la influența solicitărilor dinamice.

Un factor la fel de important ca și permeabilitatea pentru favorizarea lichefierii îl constituie grosimea masei nisipoase și condițiile de margine din punct de vedere al drenării.

Pentru aprecierea susceptibilității la lichefiere a pămînturilor nisipoase, din punct de vedere al granulozității, se pot avea în vedere domeniile de variație propuse de T s u c h i d a, arătate în figura 6.6.

Aprecierea în ansamblu a pericolului de lichefiere se poate face funcție de o serie de criterii, prezentate schematic în figura 6.7.

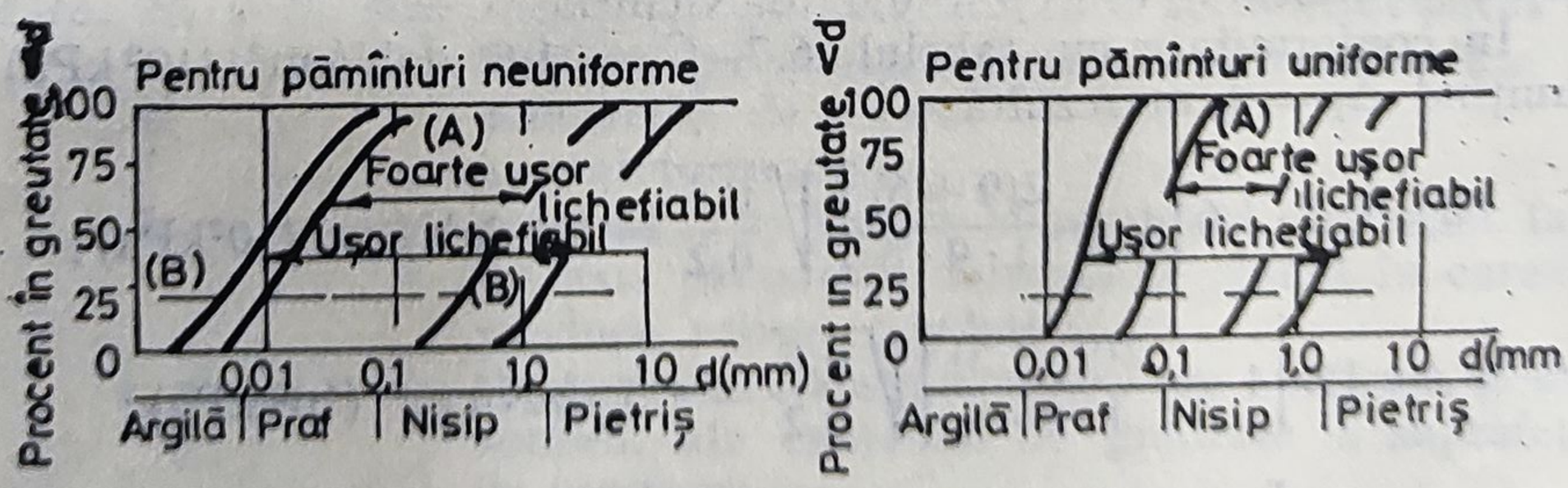


Fig. 6,6 — Relațiile întregranulozitate și susceptibilitatea la lichefiere a pămînturilor

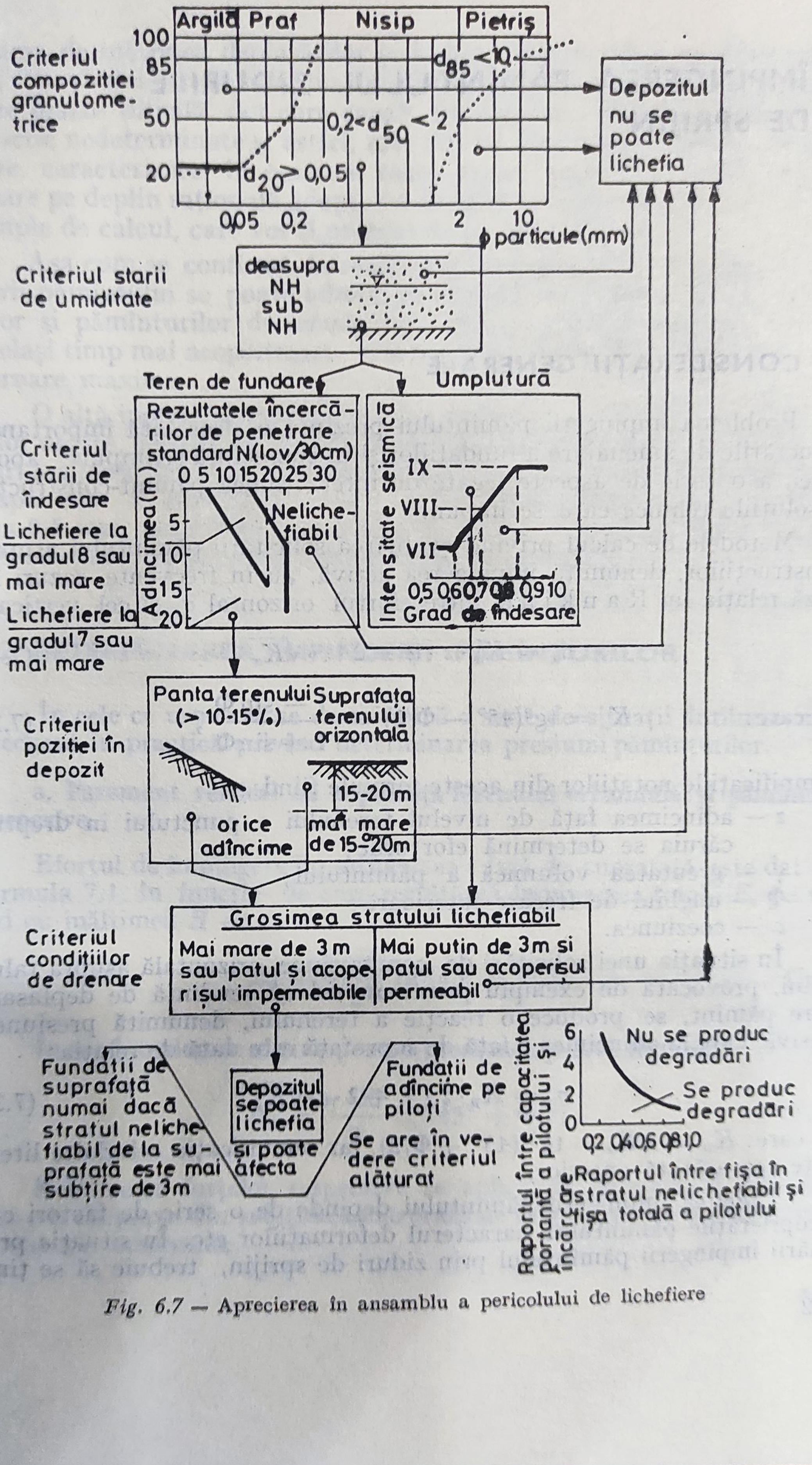


Fig. 6.7 — Aprecierea în ansamblu a pericolului de lichefiere

7. ÎMPINGEREA PĂMÎNTULUI. ZIDURILE DE SPRIJIN

7.1. CONSIDERAȚII GENERALE

Problema împingerii pământului prezintă o deosebită importanță la lucrările de amenajare a fundațiilor și în consecință se impune abordarea a o serie de aspecte legate de interacțiunea pământ-construcție și soluțiile tehnice care se impun.

Metodele de calcul privind evaluarea solicitării pământului asupra construcțiilor, denumită împingerea activă, au în frecvente cazuri la bază relația lui R a n k i n e între efortul orizontal σ_x și cel vertical:

$$\sigma_x = K_a \cdot z \cdot \gamma - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} \tag{7.1}$$

în care:
$$K_a = \operatorname{tg}^2(45° - \Phi/2) = \frac{1 - \sin\Phi}{1 + \sin\Phi}; \tag{7.2}$$

semnificațiile notațiilor din aceste formule fiind:

z — adîncimea față de nivelul terenului a punctului în dreptul căruia se determină eforturile;
γ — greutatea volumică a pământului;
Φ — unghiul de frecare interioară;
c — coeziunea.

În situația unei solicitări de compresiune orizontală asupra taluzului, provocată de exemplu printr-un zid cu tendință de deplasare spre pământ, se produce o reacție a terenului, denumită presiunea pasivă, care la adîncimea z față de suprafață este dată de relația:

$$\sigma_x = K_p \cdot z \cdot \gamma + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p} \tag{7.3}$$

în care: $K_p = 1/K_a = \operatorname{tg}^2(45° + \Phi/2)$, iar semnificația celorlalte litere este cea arătată anterior.

Valoarea împingerii pământului depinde de o serie de factori ca: proprietățile pământului, caracterul deformațiilor etc. În situația preluării împingerii pământului prin ziduri de sprijin, trebuie să se țină

seama de mărimea deplasărilor și forma construcțiilor, profilul suprafeței terenului etc. Luarea însă în considerare a tuturor acestor factori este foarte dificilă, din care cauză problemele respective deseori sînt practic nedeterminate și astfel, mai ales la construcțiile hidroameliorative, caracterizate, în cea mai mare parte, prin dimensiuni reduse, apare pe deplin rațională adoptarea de ipoteze simplificatoare și metode simple de calcul, care vor fi prezentate în acest capitol.

Așa cum se confirmă în mare parte experimental, direcția împingerii pămîntului se poate admite orizontală, mai ales în cazul nisipurilor și pămînturilor de consistență redusă. Această ipoteză este în același timp mai acoperitoare, prin faptul că se obțin momente de răsturnare maxime.

O altă ipoteză acoperitoare este neluarea în considerare a deplasărilor ușoare, deseori inevitabile, a zidurilor de sprijin fundate pe pămînturi argiloase de consistență mai scăzută sau nisipoase. În realitate, așa după cum a constatat T e r z a g h i, deplasările reduse pînă la cca 0,5 mm, determină micșorarea de cca 4 ... 5 ori a valorii împingerii față de cea prezumată în condițiile de imobilitate.

7.2. DETERMINAREA ÎMPINGERII PĂMÎNTURILOR

În cele ce urmează se examinează o serie de situații întîlnite mai frecvent în practică privind determinarea presiunii pămînturilor.

a. **Parament vertical cu suprafața terenului orizontală și pămînturi necoezive.**

Efortul de împingere la adîncimea z față de suprafață este dat de formula 7.1, în funcție de care rezultă că împingerea totală E_a pe un zid cu înălțimea H este:

$$E_a = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \operatorname{tg}^2(45^\circ - \Phi/2) \qquad (7.4)$$

În mod analog se obține pentru presiunea pasivă formula:

$$E_p = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \operatorname{tg}^2(45^\circ + \Phi/2) \qquad (7.5)$$

Rezultanta forțelor respective se aplică pe paramentul zidurilor la o a treia parte din înălțimea măsurată de la baza acestora și prezintă o direcție orizontală.

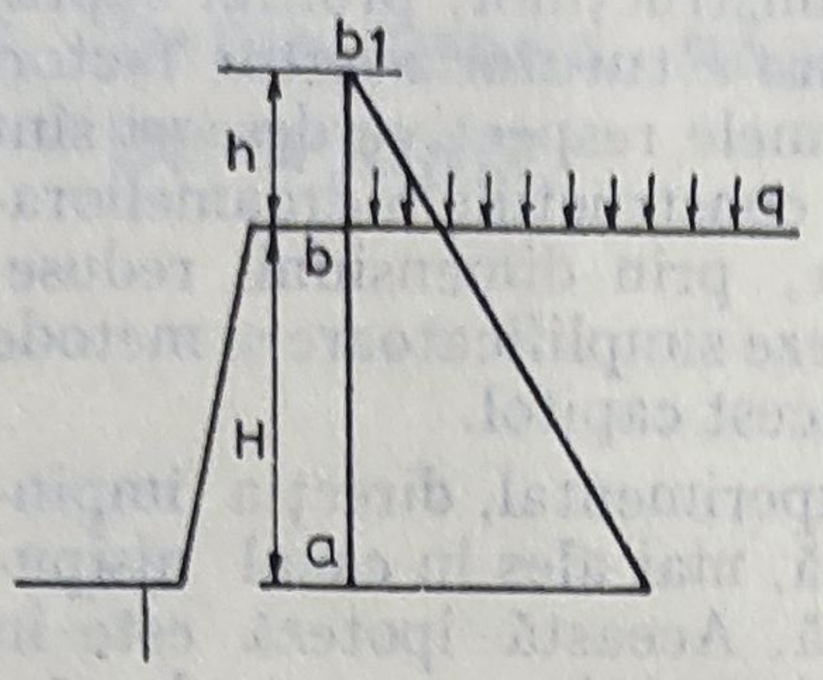


Fig. 7.1 — Cazul unei suprapresiuni la suprafața terenului

În cazul unei suprasarcini q continui, uniforme, arătate în figura 7.1, acțiunea acesteia, așa cum deseori se obișnuiește în calcule, se poate înlocui cu cea realizată printr-un strat de pământ avînd grosimea:

$$h = \frac{q}{\gamma} \tag{7.6}$$

în care: q este intensitatea sarcinii uniform distribuite;

γ — greutatea volumică a pământului.

Față de notațiile din figura 7.1, pe care este trecută epura presiunilor, rezultă expresia evidentă a solicitării pământului cu suprasarcină continuă pe suprafața terenului în vecinătatea zidului ([36])

$$E_a = \frac{\gamma}{2}(H^2 + 2Hh)\,\mathrm{tg}^2(45° - \Phi/2) \tag{7.7}$$

b. **Zid cu parament vertical în pământuri coezive și suprafața terenului orizontală.**

La propunerea lui T î t o v i c i, efectul coeziunii c se înlocuiește prin cel al unei presiuni exterioare, care, așa după cum se vede din fig. 7.2, acționează din toate părțile cu intensitatea

$$p_c = \frac{c}{\mathrm{tg}\,\Phi} \tag{7.8}$$

în care: p_c este presiunea coeziunii;

c — coeziunea pământului;

Φ — unghiul de frecare interioară.

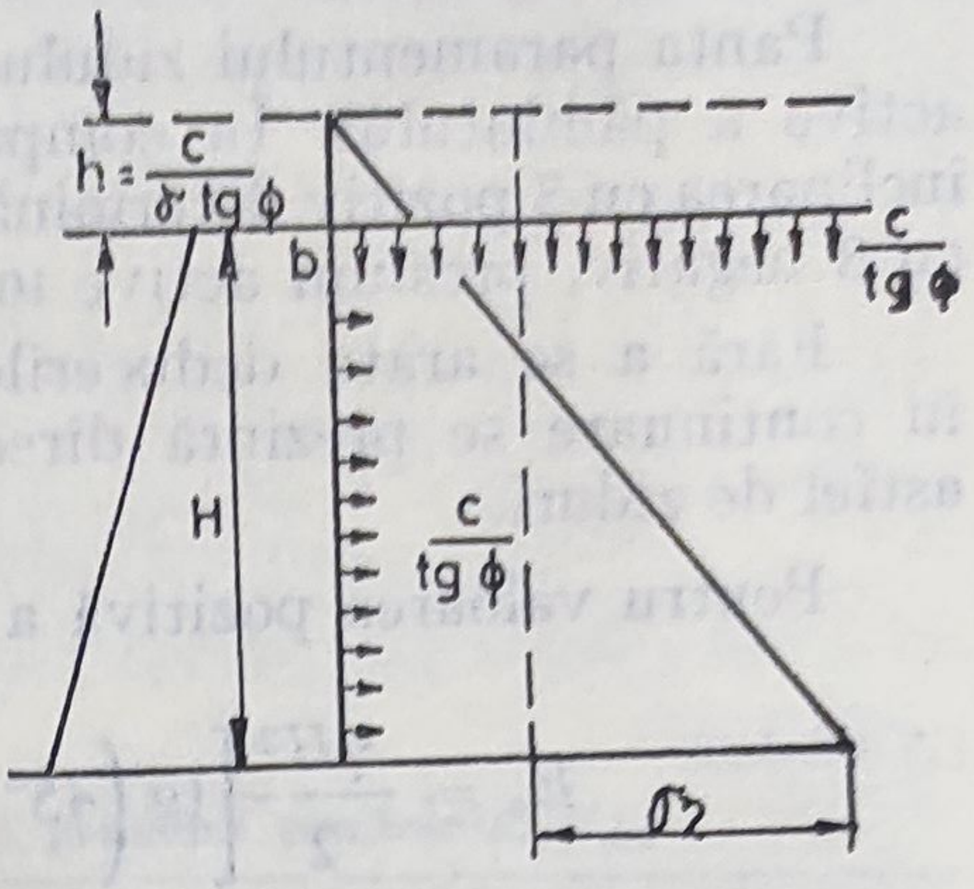


Fig. 7.2 — Determinarea împingerii pământului coeziv asupra unui zid de sprijin

Este evident că sarcina respectivă, care înlocuiește coeziunea și acționează pe suprafața terenului, mărește presiunea pământului asupra zidului, iar cea de pe suprafața de contact pământ-zid micșorează această presiune ([36]).

Luînd în considerare acțiunea presiunii coeziunii p_c de pe paramentul zidului de sprijin care acționează în sens invers cu împingerea pământului, rezultă următoarea expresie:

$$\sigma_2 = \gamma(H + h)\,\mathrm{tg}^2(45° - \Phi/2) - \frac{c}{\mathrm{tg}\,\Phi} \qquad (7.9)$$

c. **Zid cu paramentul amonte înclinat și suprafața terenului înclinată.**

Zidurile de sprijin pot avea deseori un parament amonte înclinat cu unghiul β față de verticală. În figura 7.3, *a* unghiul β se consideră pozitiv, iar în figura 7.3, *b* negativ.

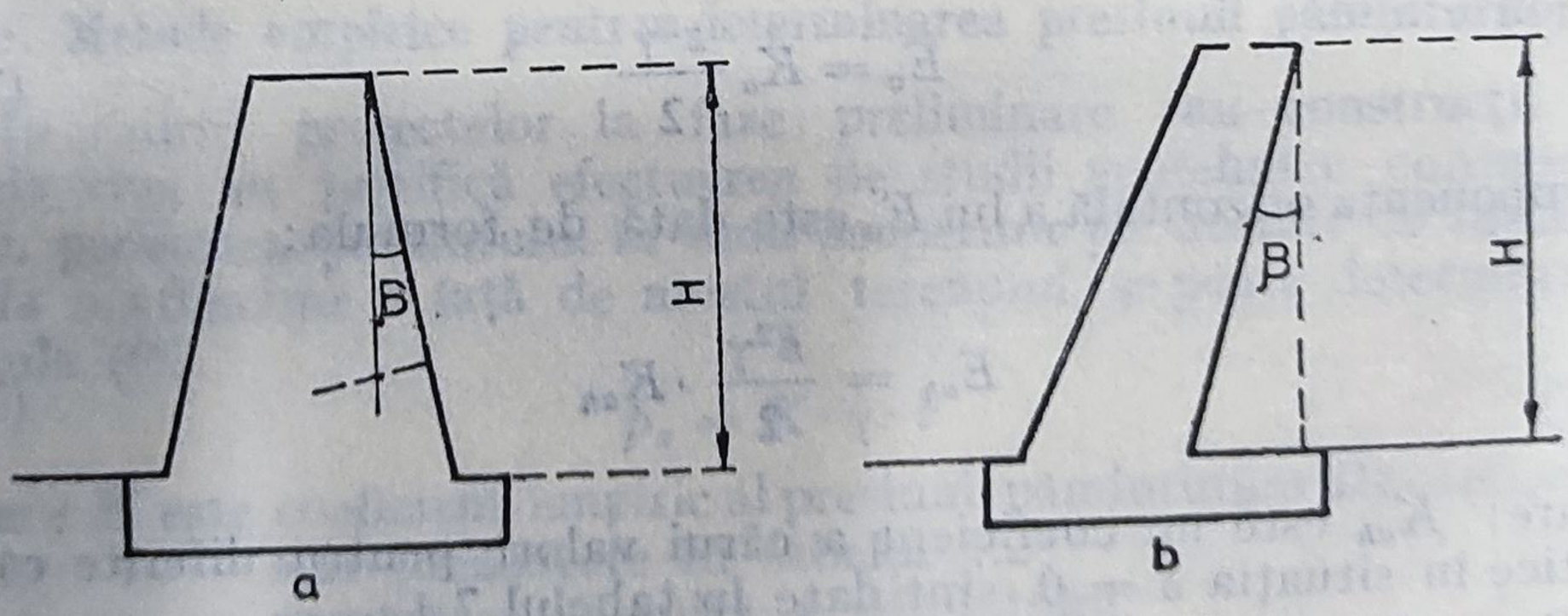


Fig. 7.3 — Zid cu paramentul amonte înclinat

Panta paramentului zidului influențează mult valoarea împingerii active a pământului. În comparație cu cazul paramentului vertical, înclinarea cu β pozitiv determină presiuni active mai mari, iar înclinarea cu β negativ, presiuni active mai mici.

Fără a se arăta deducerile corespunzătoare, relativ complicate, în continuare se prezintă direct expresiile presiunilor active pentru astfel de ziduri.

Pentru valoarea pozitivă a unghiului β:

$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2}\left[\operatorname{tg}\left(45° - \frac{\Phi + \beta}{2}\right) + \operatorname{tg}\beta\right]^2 \cdot \cos\beta \qquad (7.10)$$

În cazul valorii negative a unghiului:

$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2}\left[\operatorname{tg}\left(45° - \frac{\Phi - \beta}{2}\right) - \operatorname{tg}\beta\right]^2 \cos\beta \quad (^{36}) \qquad (7.11)$$

În cazul încărcării suprafeței orizontale a terenului cu o sarcină uniform distribuită, expresiile de mai sus se păstrează cu condiția înlocuirii factorului $\frac{\gamma H^2}{2}$ prin $\frac{\gamma}{2}(H^2 + 2Hh)$, în care h este raportul dintre intensitatea q și greutatea volumică a pământului.

d. **Zid cu paramentul amonte înclinat și suprafața terenului în pantă.**

Într-un caz mai general, cu paramentul zidului înclinat și suprafața terenului în pantă, presiunea pământului se poate evalua cu formula ([40]):

$$E_a = K_a \frac{z^2\gamma}{2} \qquad (7.12)$$

și componenta orizontală a lui E_a este dată de formula:

$$E_{ah} = \frac{h^2\gamma}{2} \cdot K_{ah} \qquad (7.13)$$

în care: K_{ah} este un coeficient a cărui valori pentru diferite cazuri practice în situația $\delta = 0$ sînt date în tabelul 7.1.

Semnificațiile literelor din tabelul 7.1 sînt arătate în figura 7.4.

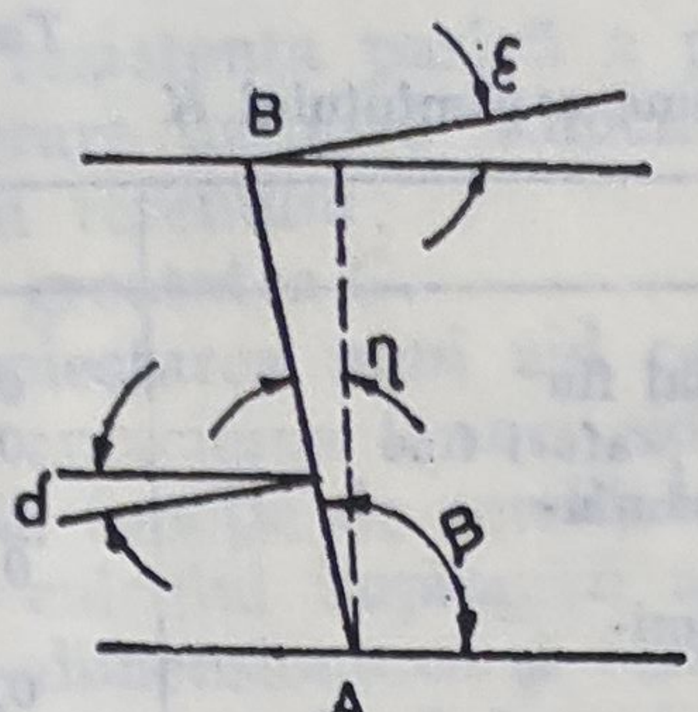


Fig. 7.4 — Semnificația literelor din tabelul 7.1

Tabelul 7.1

Coeficienții componentei orizontale a presiunii pământului K_{ah}

$\eta°$	Φ	$\varepsilon = 0°$	$\varepsilon = \Phi/2$	$\varepsilon = \Phi$	$\eta°$ Φ	$\varepsilon = 0°$	$\varepsilon = \Phi/2$	$\varepsilon = \Phi$
	15	0,523	0,580	0,835	0 35	0,271	0,330	0,672
	20	0,417	0,482	0,763	40	0,218	0,267	0,587
	25	0,330	0,388	0,675	45	0,172	0,210	0,500
+12	30	0,257	0,306	0,587	15	0,619	0,701	0,983
	35	0,198	0,237	0,496	20	0,525	0,612	0,948
	40	0,148	0,178	0,406	25	0,443	0,629	0,900
	45	0,108	0,129	0,320	−6 30	0,372	0,452	0,839
	15	0,556	0,627	0,883	35	0,309	0,381	0,768
	20	0,454	0,526	0,822	40	0,254	0,316	0,789
	25	0,368	0,434	0,474	45	0,207	0,257	0,6056
+6	30	0,295	0,353	0,666	15	0,648	0,737	0,1036
	35	0,234	0,282	0,580	20	0,559	0,654	0,161
	40	0,182	0,220	0,492	25	0,479	0,576	0,982
	45	0,139	0,168	0,405	−12 30	0,409	0,502	0,933
					35	0,347	0,432	0,872
	15	0,588	0,665	0,933	40	0,292	0,367	0,800
0	20	0,490	0,569	0,883	45	0,243	0,307	0,700
	25	0,406	0,482	0,824				
	30	0,333	0,402	0,750				

e. **Metode empirice pentru determinarea presiunii pământurilor.**

În cadrul proiectelor la faze preliminare sau construcții mai simple care nu justifică efectuarea de studii geotehnice corespunzătoare, presiunea pământului în mod acoperitor pe unitate de suprafață zid la o adîncime z față de nivelul terenului se poate determina cu formula ([40]).

$$p_a = K \cdot \gamma \cdot z \tag{7.14}$$

în care K este coeficient empiric al presiunii pământurilor ale cărei valori sînt prezentate în tabelul 7.2;

γ — greutatea volumică a pământului.

Tabelul 7.2

Valorile coeficientului empiric de presiune a pămîntului *K*

Natura pămîntului	*K*
Nisipuri şi pietrişuri cu un procent redus de material fin	0,25
Nisipuri şi pietrişuri cu un conţinut mai ridicat de prafuri fine	0,30
Nisipuri şi pietrişuri cu un conţinut apreciabil de pămînturi prăfoase sau argiloase	0,40
Pămînturi prăfoase-argiloase bine compactate şi fărîmiţate în umplutură	0,80
Pămînturi argiloase aşternute sub formă de bulgări în umplutură	1,00

Pentru toate cazurile discutate, la determinarea presiunii pămînturilor trebuie să se ţină seama în mod corespunzător de prezenţa apelor subterane. În această situaţie greutatea volumică a pămîntului va fi redusă datorită acţiunii de subpresiune şi se va lua în considerare presiunea hidrostatică a apelor.

7.3. ZIDURILE DE SPRIJIN

Zidurile de sprijin sînt construcţii de susţinerea pămîntului între două cote, atunci cînd nu există spaţiu pentru asigurarea unei treceri pretaluzate. Zidurile subsolurilor cu adîncimi şi deschideri mai mari prezintă caractere comune cu ale zidurilor de sprijin propriu-zise, calculîndu-se după aceleaşi principii generale, care sînt arătate în cele ce urmează.

În figura 7.5 se arată o secţiune caracteristică printr-un zid de sprijin tip greutate cu forţele care acţionează şi anume:

— împingerea activă E_a a pămîntului;

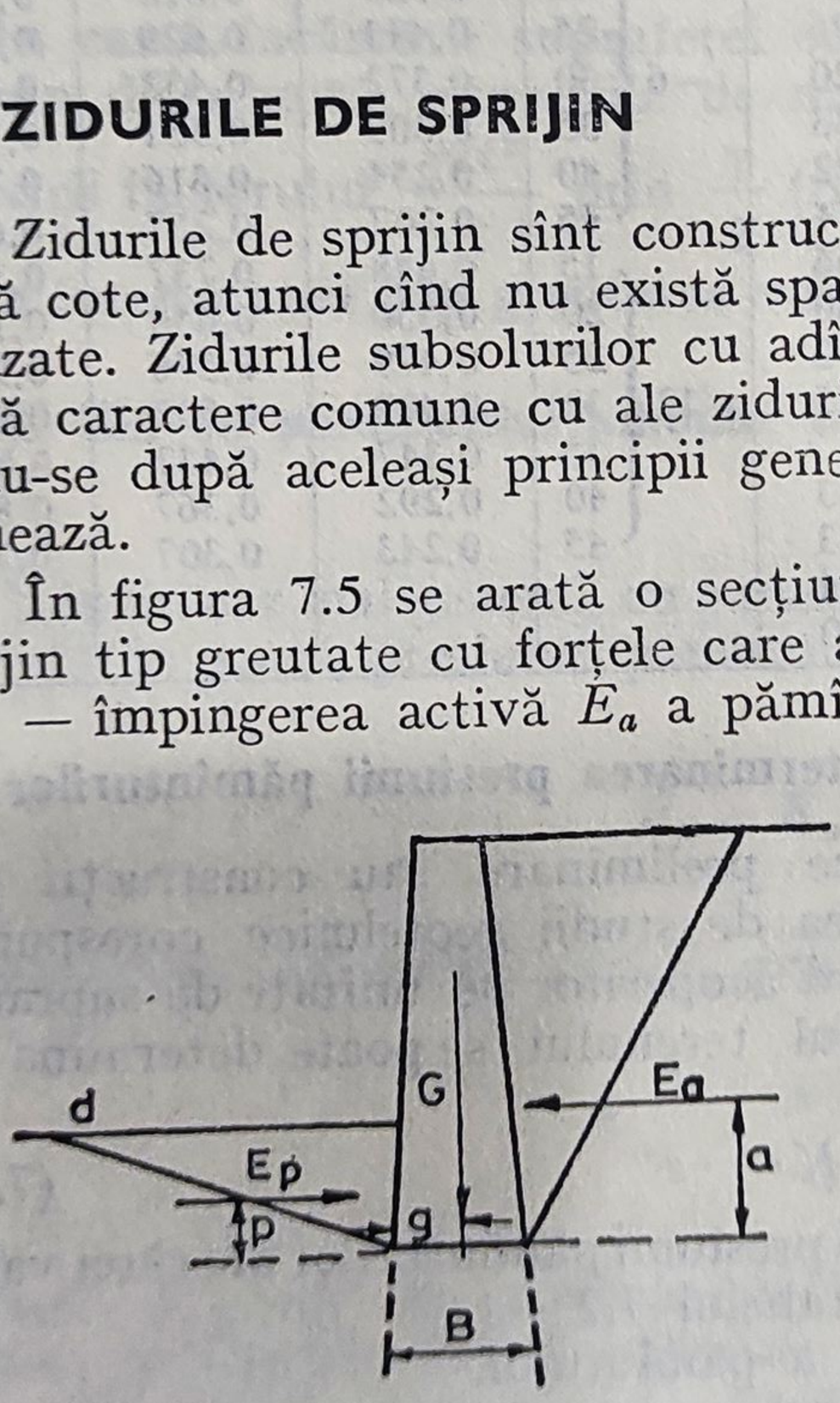


Fig. 7.5 — Zid de sprijin de greutate

— rezistența pasivă a pământului E_p, care de obicei nu se ia în considerare datorită adîncimii de fundare reduse și posibilității degradării terenului;

— greutatea G.

Proiectarea unui zid comportă următoarele etape:

— aprecierea formei zidului și stabilirea materialului din care se execută, funcție de condițiile geomorfologice din zonă;

— calculul împingerii active a pământului;

— dimensionarea și verificarea stabilității construcției.

Presiunea efectivă pe talpa fundației este dată de relația evidentă:

$$p_{min}^{max} = \frac{G}{B}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) \tag{7.15}$$

în care: G este rezultanta sarcinilor verticale care acționează pe 1 m zid;

e — excentricitatea dată de raportul momentului tuturor forțelor față de centrul tălpii de fundare, cu rezultanta sarcinilor verticale G, adică $e = M/G$;

B — lățimea fundației.

Referitor la presiunile de la talpa de fundare se cer îndeplinite trei condiții:

$$p_{med} \leqslant p_{conv}; \tag{7.16}$$

$$p_{max} \leqslant 1{,}2p_{conv}; \tag{7.17}$$

$$p_{min} \geqslant 0 \tag{7.18}$$

în care p_{conv} este presiunea convențională a pământului de fundație. Relația 7.18 exprimă condiția ca rezultanta forțelor să se situeze în treimea mijlocie a lățimii tălpii.

Stabilitatea la răsturnare pentru un anumit coeficient de siguranță η este dată de formula:

$$E_a \cdot a = \eta(E_p \cdot p + G \cdot g) \tag{7.19}$$

în care semnificațiile tuturor literelor sînt arătate în figura 7.5.

Stabilitatea la alunecare se poate verifica cu formula:

$$E_p + S = E_a \tag{7.20}$$

în care: E_p și E_a sînt presiunile pasive și active, iar S rezistența la tăiere a pământului sub talpa costrucției și anume:

$$S = B \cdot c + G : \operatorname{tg} \Phi \tag{7.21}$$

Alte cazuri de cedări posibile sînt după planuri de alunecare mai adînci, așa cum se poate vedea din figurile 7.6 și 7.7.

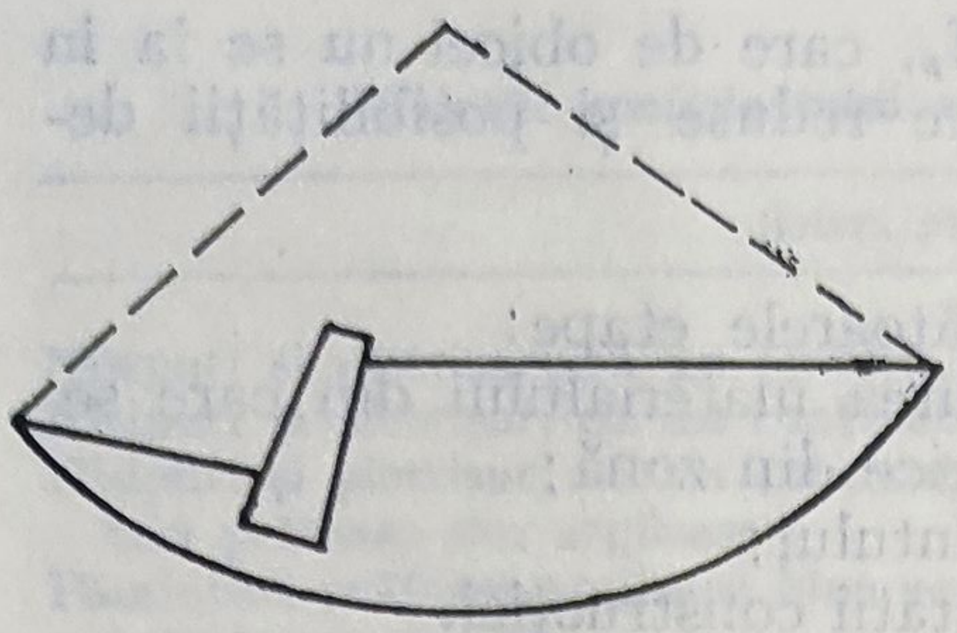


Fig. 7.6 — Suprafață de alunecare circulară

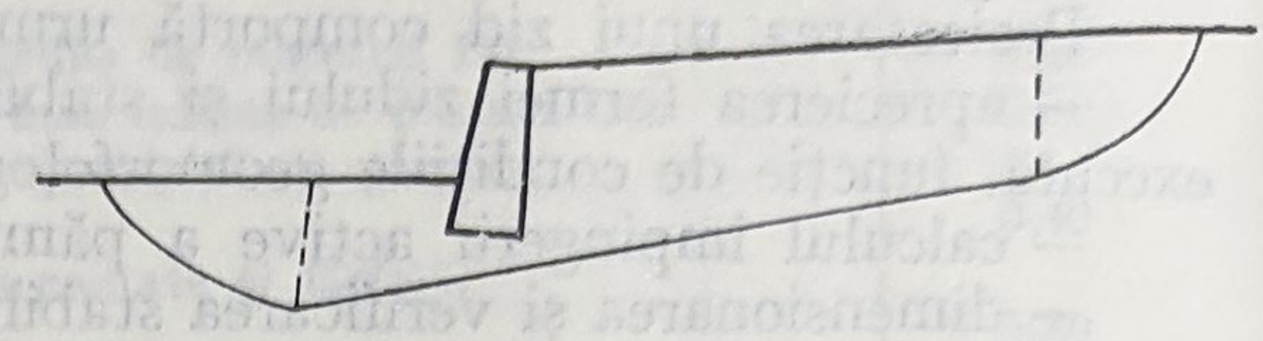


Fig. 7.7 — Suprafață de alunecare necirculară

Metodele utilizate sînt similare celor de verificare a stabilității taluzurilor și versanților după planuri circulare și necirculare expuse în capitolul 8.

Zidurile de sprijin sînt construcții cu lungimi mari și în consecință în vederea evitării producerii de fisuri trebuie prevăzute resturi de tasare și dilatație. La zidurile de greutate, care sînt nearmate, distanța dintre rosturi este de cca 6 ... 10 m. Dacă zidurile sînt orientate spre nord și nu sînt expuse razelor solare în mod direct, această distanță se poate majora pînă la 15 m. În cazul zidurilor din beton armat, distanța dintre rosturi poate fi de 20 ... 40 m. În spatele unor tipuri de ziduri se execută anumite umpluturi cu scopul de a se mări stabilitatea acestora, iar suprafața peretelui în contact cu terenul se urmărește să fie cît mai rugoasă.

Deoarece saturarea pămînturilor afectează în mod substanțial presiunea asupra zidurilor de sprijin prin acțiunea hidrostatică și reduce eforturile efective datorită presiunilor negative, se impun măsuri de drenare corespunzătoare. În această privință se pot avea în vedere mai multe sisteme de drenare arătate în figura 7.8.

Drenul de fund din figura 7.8, *a* este recomandabil numai în cazul pămînturilor cu permeabilitate relativ ridicată care ar permite scurgerea apelor spre dren. Stratul drenant din spatele zidurilor arătat în figura 7.8, *b*, aplicabil în cazul pămînturilor relativ permeabile, evită

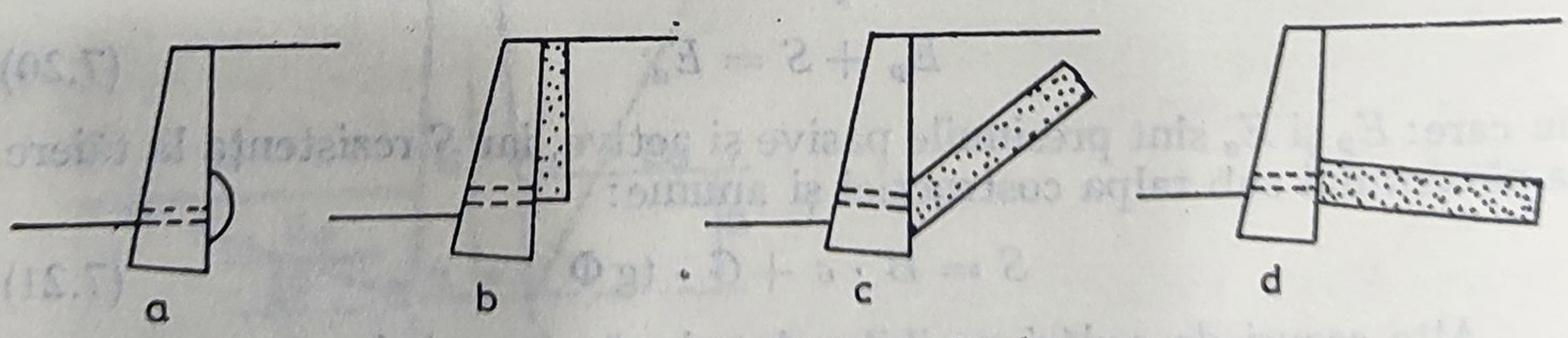


Fig. 7.8 — Diferite sisteme de drenare:
a — dren de fund; *b* — dren în spatele zidului; *c* — dren înclinat; *d* — dren orizontal

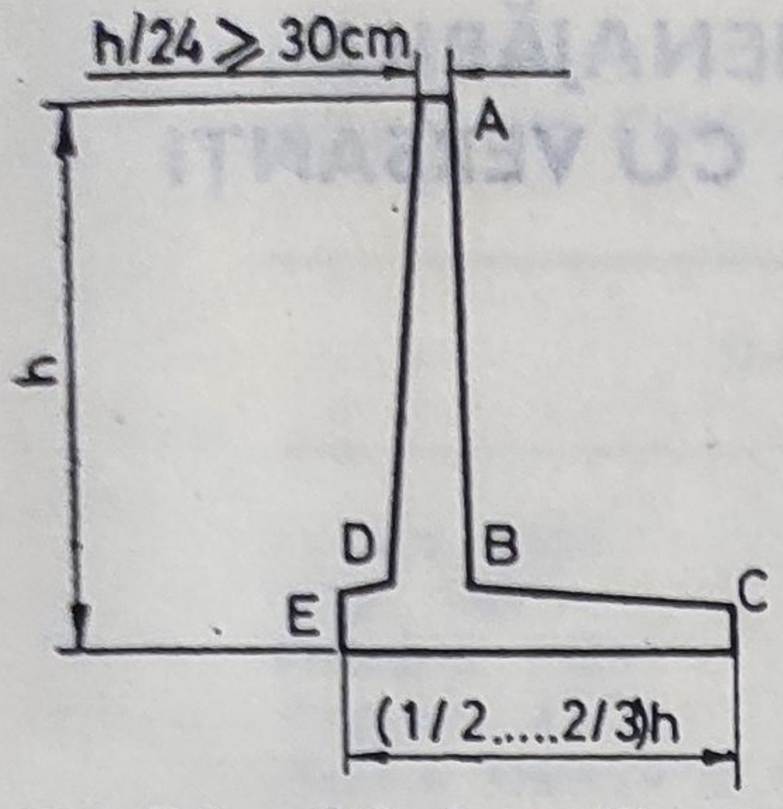


Fig. 7.9 — Zid de sprijin tip cornier

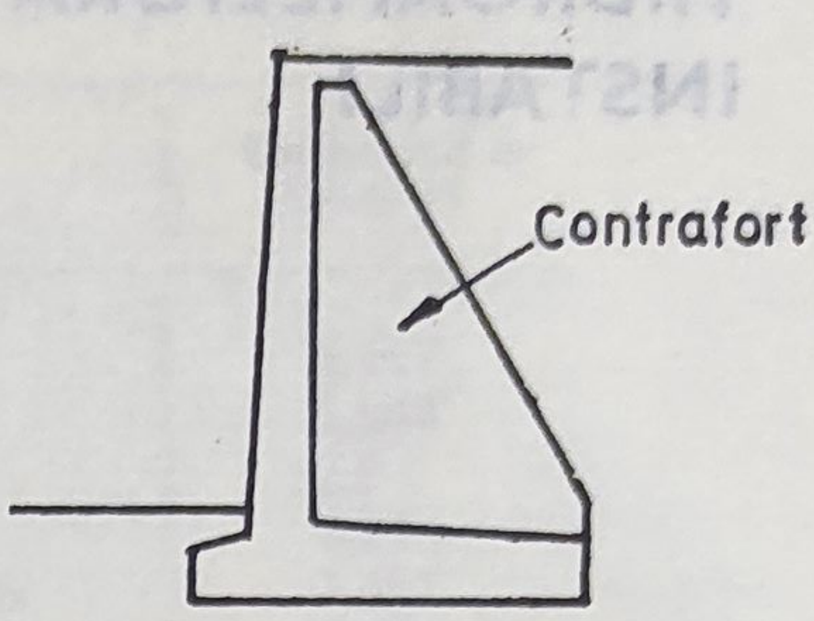


Fig. 7.10 — Zid de sprijin tip cornier cu diafragme

riscul dezvoltării de presiuni hidrostatice pronunțate. Drenurile înclinate și orizontale din figurile 7.8, *c* și 7.8. *d* prezintă o eficacitate ridicată în combaterea presiunii hidrostatice.

Este important de menționat că toate sistemele drenante arătate trebuie protejate în contra colmatării prin straturi filtrante inverse, ce se pot stabili în funcție de recomandările de la 5.5. În figura 7.9 este dată o secțiune transversală caracteristică și sînt trecute recomandările pentru adoptarea dimensiunilor preliminare pentru un zid de sprijin tip cornier. Avantajul acestui tip de zid îl constituie utilizarea pămîntului aflat deasupra consolei din spate pentru asigurarea stabilității, reducîndu-se astfel în mare măsură greutatea proprie a zidului. În schimb, elementele componente ale zidului, plăcile AB, BC și DE, lucrînd ca niște console, trebuie armate. Pentru micșorarea consumului de oțel, la înălțimi de peste 6 m, se recomandă utilizarea unor contraforți care, lucrînd ca tiranți, asigură legătura între placa verticală și talpă, așa cum se poate vedea în figura 7.10.

8. CALCULUL TALUZURILOR AMENAJĂRILE HIDROAMELIORATIVE ÎN ZONE CU VERSANȚI INSTABILI

8.1. CONSIDERAȚII GENERALE

Așa după cum rezultă dintr-o serie de materiale documentare recente: lucrările Congresului V și VIII de Mecanica Pămînturilor și Fundații de la Paris din 1961 și respectiv Moscova din 1973, Congresul de Geotehnică de la Varna din 1980 etc., problema mecanismului alunecărilor nu este încă rezolvată în mod precis și schemele de calcul, bazate pe o serie de ipoteze simple, fictive în mare parte, nu corespund în totalitate fenomenelor din realitate. În această privință M a s l o v afirmă că ipotezele mecano-matematice admise în calculul alunecărilor sînt mult îndepărtate față de realitate datorită mai multor motive, dintre care se pot menționa:

— planurile de alunecare nu corespund cu cele adoptate de obicei în calcule, chiar în cazul celor mai simple situații luate în considerare;

— natura reală a alunecărilor nu este nici pe departe elucidată; cinematica mecanismului alunecărilor este în majoritatea cazurilor complexă, cu o evoluție progresivă neuniformă a solicitărilor și cedări ale terenului începînd în diferite puncte, dezvoltate treptat, contrar ipotezelor pe care se bazează metodele de calcul actuale cu eforturi de tăiere uniform distribuite într-o aceeași perioadă de timp etc.;

— caracteristicile de tăiere variază deseori în timp față de valorile determinate într-o fază inițială în laborator;

— anizotropia pămînturilor este greu de stabilit prin studii, mai ales în cazul cercetărilor cu caracter mai general efectuate pentru proiectele de amenajări hidroameliorative etc.

Un aspect deosebit de interesant este faptul că diferitele metode de calcul ale taluzurilor, mai simple sau mai complexe, cu fundamentări mecano-matematice avansate, duc în mod practic la aceleași concluzii, după cum rezultă din calcule comparative prezentate de o serie de cercetători, dintre care unele sînt arătate în tabelul 8.1.

Tabelul 8.1

Rezultatele lui FRÖLICH privind coeficienții de siguranță, obținuți prin diferite metode de calcul, ai unui taluz cu aceleași date inginero-geologice

Metoda de calcul	Coeficientul de siguranță
Frölich, 1950	1,417
Odde, 1943	1,606
Felenius, 1926	1,6
Peterson, 1916	1,514
Metoda suedeză în interpretarea lui Frölich	1,511
Taylor	1,471

Diferențele dintre rezultatele prezentate se limitează la 5,7%, față de valoarea medie.

În general, metodele de calcul ale taluzurilor ar trebui să țină seama de următoarele:

a) variația în timp a caracteristicilor pământului față de valorile determinate în laboratoarele geotehnice;

b) variația presiunii apei din pori;

c) corelația dintre eforturi și deformații;

d) anizotropia pământurilor;

e) neuniformitatea proprietăților pământurilor condiționată de variația sarcinilor, situația geologică, fenomenele tectonice, caracterul fisurației, influența eforturilor naturale;

f) sarcina construcțiilor etc.

Independent de importanța decisivă a multora din acești factori, exprimarea influenței tuturor acestora sub o formă matematică analitică este dificilă, din care cauză la calcule, de la caz la caz, se fac o serie de ipoteze simplificatoare.

Cauzele mai importante care determină modificări în timp față de rezultatele cercetărilor inițiale sînt legate de:

— variația presiunii apei din pori;

— scăderea pronunțată a coeziunii;

— degradarea pământurilor în săpăturile noi și umflarea frecventă a acestora;

— umezirea unor pământuri inițial uscate însoțită de micșorarea caracteristicilor de rezistență etc.

Toate aceste aspecte abordate în ultimul timp de mulți cercetători sînt însă neglijate de unii ingineri, care, în schimb, acordă un rol exagerat metodelor de calcul efectuate pentru pământurile aflate în starea lor naturală la data executării prospecțiunilor.

În general, este recomandabil ca metodele de calcul adoptate să fie cît mai sugestive, ușor de efectuat și să permită luarea în considerare a celor mai diferite cauze legate de producerea fenomenelor de cedarea pămînturilor. Calitatea calculelor este radical îmbunătățită, dacă prin studii de teren se pot anticipa: direcția planurilor de alunecare, influența diferiților factori asupra producerii fenomenelor de instabilitate și rezistența efectivă la tăiere a pămînturilor. În această situație este foarte recomandabilă organizarea de cercetări în zonă asupra alunecărilor produse, în vederea culegerii de date mai concludente. Așa cum s-a arătat, posibilitatea luării în considerare la calcule a acestor date, poate asigura succesul urmărit în rezolvarea problemelor impuse.

8.2. METODELE DE CALCUL ALE TALUZURILOR

8.2.1. ALUNECĂRILE PE SUPRAFEȚE CILINDRICE

O metodă larg utilizată în practică este cea a verificării stabilității la alunecare pe suprafețe cilindrice, prezentată succint în continuare.

Prizmul de alunecare *abc* arătat în figura 8.1 se împarte într-un număr de sectoare, pentru fiecare stabilindu-se forțele care acționează, după cum se arată în continuare: greutatea Q_i a fiecărui sector cu număr de ordine i, este descompusă după componenta tangențială la planul de alunecare $Q_i \cdot \sin \alpha$, semnificația unghiului α fiind arătată în figură, și componenta normală $Q_i \cdot \cos \alpha$; componenta tangențială reprezintă forța activă ce tinde să producă mișcarea, iar componenta normală multiplicată cu tg Φ, Φ fiind unghiul de frecare interioară,

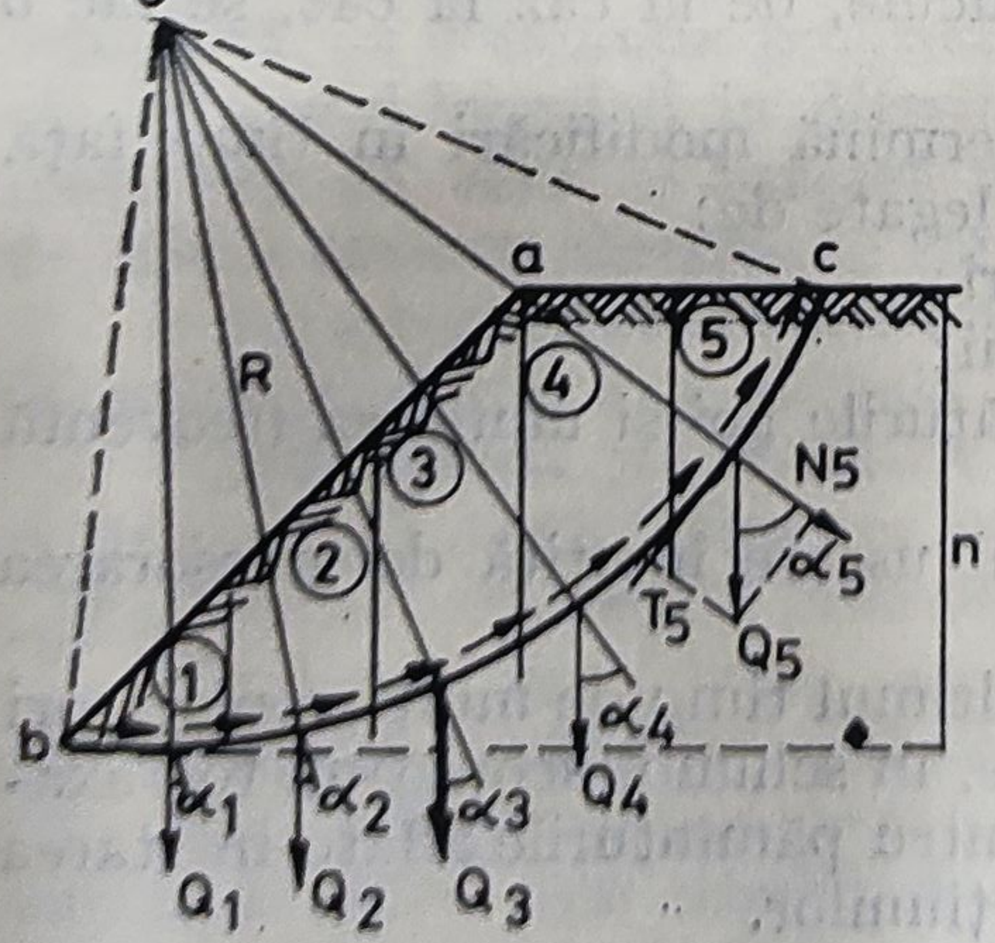


Fig. 8.1 — Verificarea stabilității taluzurilor după metoda suprafețelor de alunecare cilindrică

forța pasivă, ce se opune mișcării. În afară de solicitările respective, generate de greutatea pămîntului, asupra fiecărei fîșii mai acționează forța de reținere $c_i \cdot l_i$, în care c_i este coeziunea pămîntului, iar l_i lungimea planului de alunecare.

În continuare se însumează momentele forțelor ce acționează fiecare fișie, în raport cu un centru de rotație 0 și coeficientul de stabilitate al masivului de pămînt la alunecare η este dat de raportul dintre momentul forțelor pasive față de cel al forțelor active.

Luînd în considerare expresiile anterioare rezultă:

$$\eta = \frac{\Sigma Q_i \cos \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \Phi_i + c_i \cdot l_i}{Q_i \sin \alpha_i} \tag{8.1}$$

În situația unui pămînt omogen în întreaga zonă a taluzului examinat se poate accepta propunerea lui Ciugaev: $\cos \alpha_i = 1$ pentru toate fișiile și în acest caz valoarea coeficientului de siguranță capătă expresie simplă:

$$\eta = \frac{(P \cdot \operatorname{tg} \Phi + c \cdot L) \cdot R}{P \cdot d} \tag{8.2}$$

în care: P este greutatea întregului masiv alunecător;
R — raza planului de alunecare cilindric;
d — brațul masivului alunecător față de centrul de rotire 0 (distanța dintre verticala în lungul căreia acționează P și centrul de rotire) ([23]);
L — lungimea totală a planului de alunecare.

Cînd în zona alunecării pe suprafața terenului există o construcție, expresia coeficientului de siguranță capătă următoarea formă:

$$\eta_1 = \frac{\Sigma[(Q_i \cos \alpha_i + P_{cons} \cos \alpha_{cons}) \operatorname{tg} \Phi_i + c_i \cdot l_i] \cdot R}{P_i \sin \alpha_i \cdot R + P_{cons} \cdot d + H_{cons} \cdot a} \tag{8.3}$$

în care: P_{cons} reprezintă greutatea construcției;
d — brațul momentului P_{cons} față de centrul 0;
H_{cons} — forța orizontală care acționează construcția la distanța a față de centrul 0;
α_{cons} — unghiul dintre tangenta la planul alunecător și orizontală la punctul de acționare al P_{cons} ([23])

La determinarea momentelor $P_{cons} \cdot d$ și $H_{cons} \cdot a$ se impune aprecierea corespunzătoare a sensurilor de rotire.

Cu titlu informativ se poate admite că verificarea stabilității generale a construcției împreună cu pămîntul nu este necesară dacă taluzul învecinat este stabil și distanța dintre marginile fundației și a versan-

tului (taluzului) depășește de minimum 6 ori dimensiunea fundației respective pe direcția probabilă a alunecării și este de cel puțin 10 m.

Deoarece la metoda suedeză, așa cum mai este denumită verificarea stabilității la lunecare pe suprafețe cilindrice, direcția de cedare cea mai defavorabilă nu se poate preciza de la început, se impun verificări după mai multe suprafețe potențiale de cedare în vederea determinării situației pentru care rezultă coeficientul de siguranță minim.

8.2.2. ALUNECAREA TALUZURILOR PE SUPRAFEȚE PLANE ȘI CU PORȚIUNI CURBILINII

În practică există situații cu suprafețe de cedare constituite dintr-un singur plan sau o succesiune de suprafețe plane, intercalate cu zone curbilinii, acestea din urmă putîndu-se asimila de asemenea plane în vederea simiplificării calculelor.

Un exemplu cu o astfel de alunecare este arătat în figura 8.2

Pentru efectuarea calculelor de stabilitate, masivul alunecător se împarte într-un număr de fîșii, astfel ca în limitele fiecăreia din acestea suprafețele de alunecare să fie plane. Ca și la metoda precedentă examinată, cu suprafețele circulare, se determină pentru fiecare fîșie cu numărul de ordine i forța activă $Q_i \sin \alpha_i$, forța pasivă $Q_i \cos \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \Phi_i$ și forța care se opune alunecării dată de coeziune $c_i \cdot l_i$. În afară de aceste forțe, similare cu cele de la metoda precedentă, fiecare fîșie cu numărul

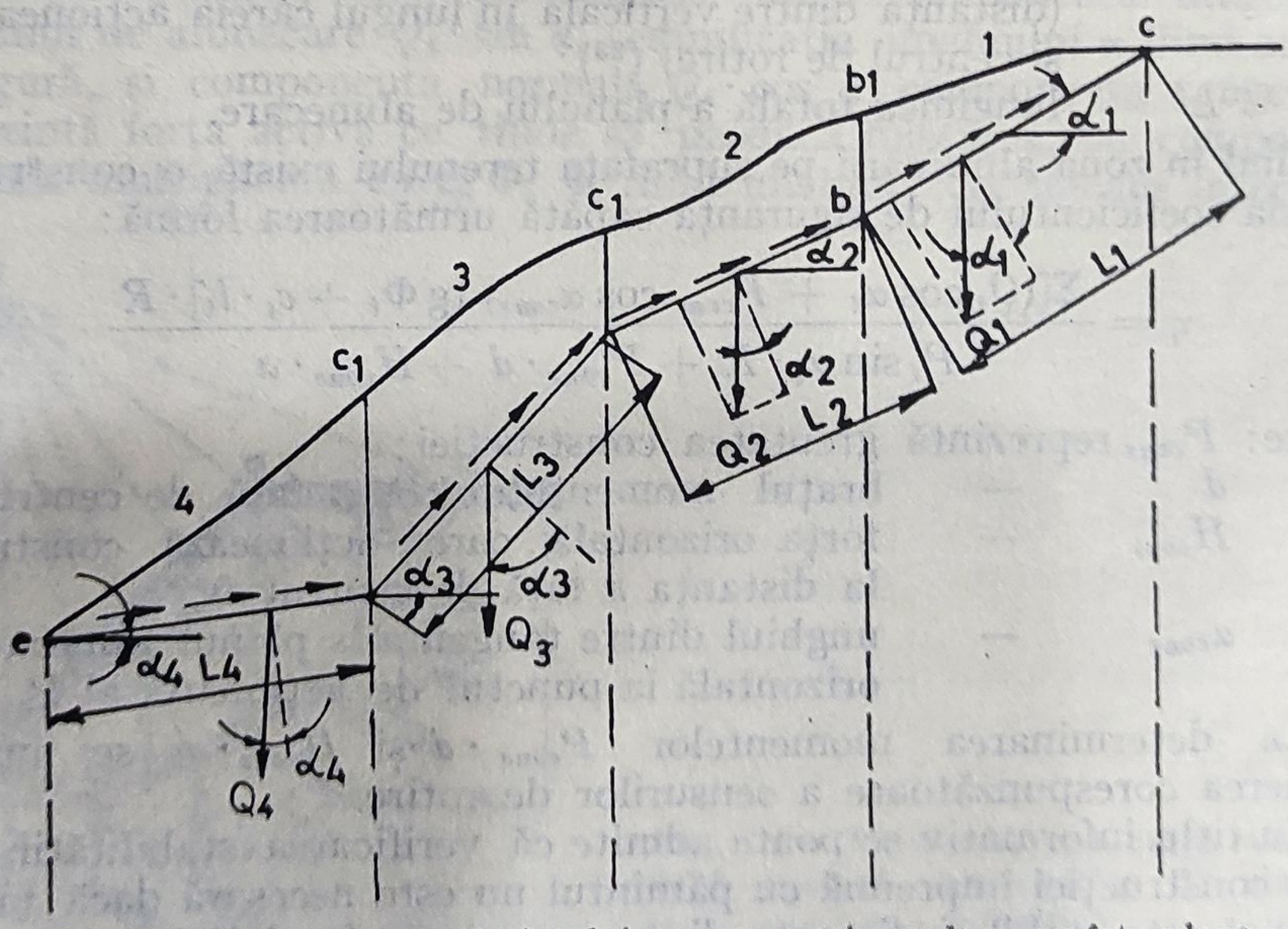


Fig. 8.2 — Alunecarea pămîntului pe o succesiune de suprafețe plane

de ordine i mai este acționată de solicitarea E_{i-1}, care este proiecția presiunii de alunecare a fîșiei precedente pe direcția de alunecare a fîșiei considerate.

Utilizînd notațiile de mai sus și admițînd un coeficient de stabilitate η rezultă presiunea de împingere a fîșiei i la contactul cu fîșia $i+1$.

$$E_i = \eta Q_i \cdot \sin \alpha_i - f \cdot Q_i \cdot \cos \alpha_i - c_i \cdot l_i + E_{i-1} \qquad (8.4)$$

Pentru ca masivul de pămînt să fie în echilibru în zona de contact a fîșiilor i și $i+1$, este necesar ca fîșia respectivă $i+1$ să poată prelua, prin forțele care o acționează, solicitarea E_i.

În cazul particular cînd suprafața de alunecare a întregului masiv alunecător a, b, c, d, e este un singur plan avînd înclinarea α, determinarea presiunii de alunecare se simplifică și în forma generală pentru orice fîșie ea se determină cu formula:

$$E_i = \eta \sin \alpha \sum_0^i Q_i - \cos \alpha \sum_0^i f_i \cdot Q_i - \sum_0^i c_i \cdot l_i \qquad (8.5)$$

în care: α este unghiul de înclinare al planului de alunecare față de orizontală.

În cazul unui pămînt omogen, formula 8.5 capătă o formă mai simplă:

$$E = Q \cdot \sin \alpha - f \cdot Q \cdot \cos \alpha - c \cdot L \qquad (8.6)$$

în care: Q este greutatea întregului prism de alunecare;
L — lungimea planului de alunecare.

Pentru ca întregul masiv alunecător să fie în echilibru, este necesar ca presiunea de împingere a ultimei fîșii să fie nulă sau, în caz pozitiv, să fie preluată de o construcție.

Eventualele ape sub presiune avînd înălțimea piezometrică h_i în zona planului de alunecare, cu acțiunea de împingere în sus $h_i \gamma_w$, diminuează în mod corespunzător apăsarea pămîntului, rezultînd astfel o micșorare a forțelor de rezistență. Prezența unui strat acvifer curgător în masă alunecătoare, creează, așa după cum rezultă din formula presiunii hidrodinamice, solicitarea $F_i \cdot I$, în care: F_i este suprafața situată sub nivelul apei și I, gradientul hidraulic.

În funcție de formula 8.6 referitoare la calculul stabilității pe un singur plan, se pot face aprecieri utile privind alunecările pămînturilor argiloase saturate, inclusiv ale straturilor diluviale pe un pat de pămînturi stabile.

În cazul unui strat aflat în echilibru, adică care nu exercită presiuni spre aval, rezultă următoarea expresie a coeficientului de siguranță:

$$\eta = \frac{f \cdot Q \cdot \cos \alpha + c \cdot l}{Q \cdot \sin \alpha} \qquad (8.7)$$

și în cazul unei subpresiuni $h \cdot \gamma_w$ în zona planului de alunecare:

$$\eta = \frac{\operatorname{tg} \Phi (Q \cdot \cos \alpha - l \cdot h \cdot \gamma_w) + c \cdot l}{Q \cdot \sin \alpha} \tag{8.8}$$

Avîndu-se în vedere că pentru pante reduse ale planului de alunecare pînă la cca 1 : 4, cos α se poate aprecia cca 1 și $\sin \alpha = \operatorname{tg} \alpha$ prin simplificare cu Q, formula de mai sus capătă forma:

$$\eta = \frac{\operatorname{tg} \Phi \left(1 - \frac{l \cdot h \cdot \gamma_w}{Q}\right) + \frac{c \cdot l}{Q}}{\operatorname{tg} \alpha} \tag{8.9}$$

În cazul unei înălțimi piezometrice egală cu grosimea stratului alunecător, greutatea pămîntului respectiv submersat revine la cca 1/2 din greutatea inițială a fîșiei Q. Admițînd în continuare că la un pămînt înmuiat, asemănător cu un lichid vîscos, coeziunea este 0 și că la o stare de echilibru limită coeficientul de siguranță este 1 ecuația de mai sus capătă pînă la urmă forma:

$$\operatorname{tg} \alpha = \operatorname{tg} \Phi (1 - 1/2) \text{ sau } \alpha_{lim} = 1/2\, \Phi \quad (^{23}) \tag{8.10}$$

ceea ce denotă că panta de echilibru a pămînturilor saturate, curgătoare poate să ajungă la cca jumătate din unghiul lor de frecare interioară. Avîndu-se în vedere valoarea redusă a frecării la pămînturile moi, pusă în evidență prin $\Phi = 6 \ldots 7°$, rezultă că în acest caz panta de echilibru ajunge la ordinul a cîteva grade, $3 \ldots 4°$, fapt confirmat de practică.

Fenomene de curgere se pot produce și la taluzurile constituite din pămînturi nisipoase în zonele de izvorîre ale apelor subterane. Admițînd, că valoarea gradientului apelor subterane la izvorîre este egală cu panta taluzului, se ajunge la concluzia că unghiul de echilibru α revine la cca 1 : 2 din unghiul de frecare interioară Φ al pămîntului nisipos.

8.3. METODE EXPEDITIVE DE CALCUL A TALUZURILOR

8.3.1. DIMENSIONAREA TALUZURILOR DUPĂ METODA F_p

O metodă expeditivă pentru determinarea taluzului stabil, utilizată frecvent și cu succes în cursul ultimilor ani în practica lucrărilor de îmbunătățiri funciare, este cea denumită F_p.

Unghiul taluzului stabil se deduce din expresia unghiului de frecare aparentă ψ. Rezistența de frecare arătată, dată de Coulomb, este

$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \Phi + c$ din care se deduce valoarea tangentei unghiului de frecare aparent:

$$\operatorname{tg} \psi = \frac{\tau}{\sigma} = \operatorname{tg} \Phi + \frac{c}{\gamma \cdot h} \qquad (8.10)$$

Taluzul cu înclinarea α va fi stabil în condiția $\alpha < \psi$

În cazul prezenței unei pînze de apă subterane în zona taluzului avut în vedere, este necesară introducerea în relația 8.10 a unui coeficient de corecție β, după cum urmează:

$$\operatorname{tg} \alpha = \beta \operatorname{tg} \Phi + \frac{c}{\gamma \cdot h} \qquad (8.11)$$

valoarea lui β fiind dată de relația:

$$\beta = \frac{h_1\gamma_1 + h_2\gamma_2}{(h_1 + h_2)\gamma_1} \qquad (8.12)$$

în care: h_1 este înălțimea taluzului deasupra nivelului apei subterane;

h_2 — înălțimea taluzului sub nivelul apei subterane;

γ_1 — greutatea volumică a pămîntului deasupra apei;

γ_2 — greutatea volumică a pămîntului sub nivelul apei.

8.3.2. METODA LUI JANBU

Pentru cazul taluzurilor și versanților alcătuiți din pămînturi omogene, J a m b u propune utilizarea unor abace în vederea determinării poziției centrului corespunzător suprafeței de alunecare mai periculoase. Cu ajutorul abacelor respective, H r i s t o v a întocmit diagrama din figura 8.3, care permite verificarea directă a pantelor taluzurilor.

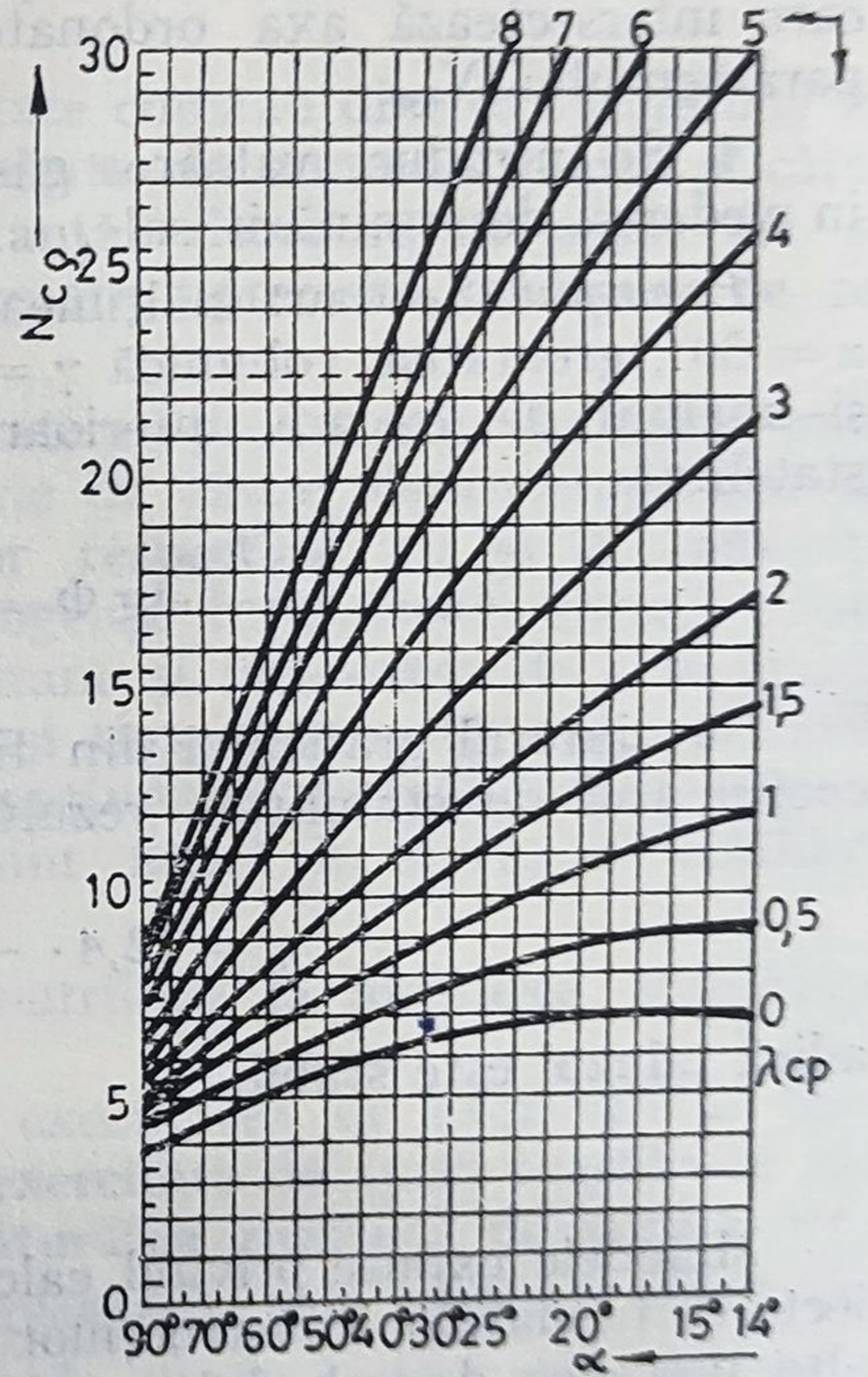


Fig. 8.3 — Diagrama lui Hristov pentru verificarea stabilității taluzurilor

Conform acestei metode se obține direct coeficientul de siguranță cu formula:

$$\eta = N_{cp} \cdot \frac{c}{\gamma \cdot h} \tag{8.13}$$

în care: γ este greutatea volumică a pămîntului;
h — înălțimea taluzului;
c — coeziunea pămîntului;
N_{cp} — expresie ce se obține prin intermediul valorii $\lambda_{cp} = \frac{\gamma \cdot h}{c} \cdot \operatorname{tg} \Phi$ cu semnificația cunoscută a coeficienților.

Mersul operațiunilor este următorul:

1. Se determină λ_{cp}.

2. De pe abscisa din punctul cu valoarea unghiului α a taluzului care trebuie verificat se ridică o perpendiculară pînă la intersecția cu curba care corespunde valorii λ_{cp} găsite la punctul 1.

3. Din punctul astfel stabilit se duce o dreaptă paralelă cu abscisa care intersectează axa ordonatei în punctul cu valoarea căutată a paramentului N_{cp}.

4. Se introduce valoarea găsită a lui N_{cp}, în ecuația de stabilitate în vederea determinării sale.

Exemplu. Se dau: înălțimea taluzului $h = 25{,}3$ m, panta acestuia $\alpha = 30°$, greutatea volumică $\gamma = 1{,}85$ kN/m³, coeziunea $c = 4{,}5$ t/m³ și unghiul de frecare interioară $\Phi = 35°$, cerîndu-se coeficientul de stabilitate.

$$\lambda_{cp} = \frac{\gamma \cdot h}{c} \cdot \operatorname{tg} \Phi = \frac{1{,}85 \cdot 25{,}3}{4{,}5} \cdot \operatorname{tg} 35° = 7$$

Cu ajutorul graficului din figura 8.3 se determină $N_{cp} = 22{,}4$ și coeficientul de stabilitate rezultă:

$$\eta = 22{,}4 \cdot \frac{4{,}5}{1{,}85 \cdot 25{,}3} = 2{,}24$$

adică taluzul este stabil.

* * *

Metodele expuse privind calculul taluzurilor sînt necesare la proiectarea fundațiilor construcțiilor de pe terenurile în pantă. O serie de alte procedee de calculul a taluzurilor nu sînt prezentate depășind limitele avute în vedere de obicei la proiectarea și realizarea sistemelor hidroameliorative.

8.4. AMENAJAREA TERENURILOR INSTABILE ÎN ZONELE CONSTRUCȚIILOR AMPLASATE PE SUPRAFEȚE ÎNCLINATE

Abordarea proceselor de instabilitate a taluzurilor și versanților în zonele amplasamentelor diferitelor construcții și amenajări hidroameliorative constituie deseori o problemă dificilă datorită complexității naturii pămînturilor și a cauzelor care determină dezvoltarea fenomenelor respective. Asupra producerii fenomenelor de instabilitate au influență factorii legați de stratigrafia și structura pămînturilor, topografia, clima, vegetația, apa de suprafață și subterană etc. Toți acești factori prezintă o mare varietate în spațiu și mulți dintre aceștia suferă modificări în timp, fapt care imprimă un caracter complex problemei respective în ansamblu.

Situația întîlnită uneori în practică, cu un teren aparent stabil, nu exclude pericolul survenirii degradărilor în timp, mai ales în lucrările de îmbunătățiri funciare prin care circulă apa, sau mai ales în urma dezvoltării anumitor procese naturale și artificiale care vor fi analizate în prezentul capitol.

În general, procesele de instabilitate constau dintr-o succesiune de procese și situații caracteristice, generate de anumite cauze a căror cunoaștere prezintă o mare importanță, deoarece în acest fel se facilitează stabilirea concluziilor necesare aprecierii măsurilor de remediere.

Foarte rar procesele de instabilitate se produc sub influența unui singur factor. De obicei există o serie de cauze determinate atît de condițiile de geneză ale pămînturilor respective, cît și de influența exercitată asupra acestora de diferiți agenți. În frecvente situații există un număr mai mare de cauze simultane și încercarea de a se stabili una singură este dificilă și în același timp incorectă, factorul final, așa cum consideră unii cercetători, putîndu-se asemăna unui trăgaci, care pune în mișcare masa de pămînt aflată în starea de echilibru limită ([24]).

Cauzele mai importante care contribuie la afectarea stabilității sînt:

— îndepărtarea suporților prin executarea de excavații la baza versanților și taluzurilor, eroziunile exercitate de apele curgătoare sau alți factori — agenți — naturali, înlăturarea zidurilor de sprijin etc.;

— încărcarea taluzurilor și versanților prin sarcina diferitelor construcții sau umpluturi, inclusiv cele produse de cauze naturale: zăpezi, ploi etc.;

— efectul cutremurelor, exploziilor, vibrațiilor mașinilor;

Un rol important asupra declanșării fenomenelor de instabilitate prezintă situația inginero-geologică și prin studiile corespunzătoare trebuie precizate:

— prezența pămînturilor slabe, de consistență scăzută sau afînate;

— stratificația înclinată spre baza versanților și existența de zone slabe tectonizate, fisuri, falii, umpluturi necompactate etc.;

— influența apelor prin acțiunea hidrodinamică și slăbirea diferitelor pămînturi, cum de exemplu scăderea consistenței argilelor, pierderea rezistenței la loessuri, micșorarea greutății pămînturilor sub influența inundării, anihilarea presiunii intergranulare creată de capilaritate sau saturație;

— dezintegrarea fizică a pămînturilor sub influența înghețului și a dilatării datorită căldurii;

— schimbările de structură: fisurarea argilelor, inclusiv a celor preconsolidate în urma îndepărtării sarcinilor exterioare, pierderea rezistenței pămînturilor prin procesele de frămîntare sau în urma fenomenelor tixotropice etc.

Față de diversitatea fenomenelor de instabilitate și a cauzelor care le provoacă, este necesar ca elaborarea măsurilor de remediere în legătură cu executarea diferitelor fundații pe terenuri în pantă să nu se facă după principii standardizate, soluția cea mai potrivită urmînd a se hotărî, în funcție de analizarea tuturor datelor avute la dispoziție, inclusiv intuiția și experiența personalului tehnic respectiv.

În general, proiectarea taluzurilor realizate în pămînturi necoezive este mai simplă față de cazul pămînturilor argiloase, exceptînd situațiile cu solicitări dinamice. De asemenea, problema taluzurilor este în general mai simplă la umpluturi cu pămînturi bine cunoscute, decît în cazul debleelor.

În majoritatea cazurilor măsurile de prevenire și combatere a fenomenelor de instabilitate trebuie aplicate cu discernămînt și într-un mod selectiv funcție de situațiile tratate. Aplicarea în mod automat a unei serii de măsuri, fără cunoașterea corespunzătoare a situației inginero-geologice, este legată de pericolul unor cheltuieli ridicate — inutile și posibil rezultate nedorite.

O importanță deosebită prezintă etapizarea corectă a lucrărilor; de exemplu în unele cazuri executarea săpăturilor înainte de terminarea drenurilor, poate duce la rezultate contrarii față de cele așteptate. Urmări neplăcute pot apărea și în cazul efectuării lucrărilor în perioade neportrivite de timp, de exemplu a săpăturilor în perioade de precipitații.

Procedeul cu măsuri etapizate, completate pe parcurs funcție de comportarea efectivă a pămînturilor, este recomandabil în multe situații

mai ales cînd degradările noi survenite nu prezintă urmări neplăcute. În acest fel este posibilă limitarea măsurilor pentru asigurarea stabilității pămînturilor la un volum redus, a cărui anticipare, în funcție numai de studiile inginero-geologice desfășurate într-o etapă inițială, este dificilă și în același timp nesigură. Procedeul respectiv reclamă lucrări de întreținere pentru remedierea degradărilor ce survin pe parcurs. Problema se complică în cazul unor obiective care ar putea fi afectate de alunecările nestabilizate și în astfel de cazuri se impun calcule tehnico-economice în vederea alegerii soluției mai raționale: adoptarea de la început a unor măsuri radicale mai costisitoare sau prevederea de lucrări inițiale mai simple, mai economice, completate pe parcurs după necesități și legate de riscul scoaterii temporare din funcțiune a obiectivelor din zonă.

Principalele lucrări de combaterea instabilității versanților și taluzurilor în zonele diferitelor construcții sînt:

1. Lucrări de terasamente:
— îndulcirea taluzurilor;
— executarea de umpluturi la baza taluzurilor;
— decapări în zona activă;
— îndepărtarea pămînturilor alunecate degradate.
2. Sprijinirea bazei versanților și taluzurilor:
— prevederea de platforme din pămînt, umpluturi de piatră etc.;
— executarea zidurilor de sprijin;
3. Captarea, drenarea și evacuarea apelor:
— nivelarea terenului, astuparea fisurilor și executarea șanțurilor de gardă, captarea izvoarelor;
— drenarea prin straturi filtrante, foraje etc.
4. Consolidarea pămînturilor:
— baterea de piloți și executarea de coloane;
— diferite injecții.
5. Utilizarea vegetației:
— acoperirea cu straturi vegetale;
— plantarea cu arbuști și împăduriri.
6. Adoptarea de fundații corespunzătoare:
— fundarea pe pămînturi stabile după îndepărtarea straturilor superioare afectate prin alunecări;
— ramforsarea fundațiilor și construcțiilor.

Referitor la aceste principale lucrări de combaterea instabilității versanților și taluzurilor, în cele ce urmează se prezintă o serie de aspecte necesare la abordarea problemelor respective.

Lucrările da terasamente.

Îndepărtarea pămînturilor sau a unor umpluturi mai mari din zonele active, unde acestea favorizează prin greutatea lor desfășurarea proceselor de instabilitate, reprezintă o măsură utilă. Cantitatea totală de pămînt care trebuie îndepărtată se poate determina prin calcule, urmînd în același timp să se țină seama de situația geomorfologică.

În paralel cu avantajele evidente legate de micșorarea forțelor de alunecare, metodele prin excavare prezintă și o serie de dezavantaje:

— în primul rînd, în cazul alunecărilor de mari proporții, se impune îndepărtarea unor foarte mari cantități de pămînt; găsirea de spații disponibile unde s-ar putea evacua pămîntul excavat este deseori dificilă, avîndu-se mai ales în vedere faptul că distanța mare de transport scumpește mult lucrările:

— condiția ca excavațiile să înceapă în partea superioară a zonelor alunecate, pentru ca apoi să se extindă spre bază, este deseori dificilă;

— trebuie avut în vedere faptul că prin excavarea pămîntului se micșorează presiunile în zonele planurilor de alunecare și implicit forțele de rezistență. În consecință, îndepărtarea pămîntului trebuie organizată în așa fel, ca micșorarea forțelor de alunecare realizată prin aceasta să fie mai importantă decît micșorarea forțelor de rezistență:

— se poate menționa că lucrările de terasare prevăzute de B ă l o i la versanții stabili, aplicate cu discernămînt, au dus la rezultate pozitive în practica noastră și în cazul suprafețelor, afectate de alunecări superficiale.

Sprijinirea bazei versanților și taluzurilor.

O primă metodă este amenajarea la baza versanților și taluzurilor, pe care se execută lucrări de terasare, a unor platforme din material local. Anterior așternerii acestor pămînturi, trebuie cercetată cu atenție situația inginero-geologică și efectuate aprecieri prin prizma principiilor mecanicii pămînturilor, deoarece eventualele greșeli în aprecierea felului cum se produc alunecările pot cauza inevitabile degradări. Dacă umpluturile sînt așternute în zona activă în loc de cea pasivă, efectul urmărit va fi contrariu.

Aceste umpluturi se pot realiza din pămînt excavat în partea superioară a versanților sau adus din altă parte. În această privință, o mare importanță prezintă granulometria pămîntului respectiv. În cazul utilizării de terenuri permeabile, prin care apa se infiltrează ușor, se poate renunța la executarea drenurilor speciale care să capteze apa subterană de la baza pantelor. În caz contrar, pămînturile prăfoase argiloase utilizate trebuie ferite de saturarea cu apă. Dacă umpluturi se utilizează pămînturile argiloase provenite din alunecări, se impun

măsuri speciale, care constau din așternerea unor straturi subțiri bine compactate, eventual în prealabil zvîntate. Îngrămădirea simplă a acestor pămînturi în anumite forme geometrice poate duce la eșecuri.

Un material foarte bun pentru realizarea umpluturilor îl constituie balastul sau anrocamentele, al căror volum se poate aprecia la cca 1/3 ... 1/4 din cel al pămîntului aflat în mișcare și acesta se așterne la o adîncime de aproximativ 1,5 ... 2 m față de planul de alunecare.

În cazul unei platforme din pămînt argilos sau nisipos, volumul acesteia se poate aprecia la cca 1/2 ... 1/3 din cel al pămîntului aflat în mișcare, iar adîncimea de fundare la 1,5 ... 3 m.

Începînd cu aproximativ ultimele două decenii, pentru sprijinirea pămînturilor au început să fie utilizate pămînturile armate și în prezent metoda respectivă cunoaște o largă dezvoltare în Franța, S.U.A., Canada și într-o serie de alte țări. În R.S.R., între 1976 și 1986, pe șantierul barajului Siriu, s-au realizat cinci ziduri de sprijin, în soluții noi pe plan mondial, avînd înălțimi cuprinse între 8 și 25 m.

Esența metodei constă din încorporarea într-un masiv de pămînt la fiecare 25 ... 35 cm a unor plase sudate, mase plastice (de o fabricație specială în unele țări), armătură din platbande metalice, dale din beton armat etc.

Presiunea pămîntului, asupra masivului respectiv, se determină după metodele arătate la 7.2. și în funcție de epura presiunilor se pot stabili solicitările care trebuie preluate de către elementele de armare. După cum se vede din secțiunea transversală printr-un masiv de pămînt armat, arătată în figura 8.4., în acesta se pot distinge două zone activă și de rezistență, delimitate între ele prin linia AB, înclinată față de orizontală cu unghiul $\pi/4 + \Phi/2$, în care Φ este unghiul de frecare interioară a masivului. Armăturile acționate de frecarea din zona activă și presiunea aferentă fiecărei armături trebuie să reziste la acțiunea de smulgere din zona de rezistență. Aproximativ se poate admite o lungime a armăturilor de minimum 0,8 ori înălțimea *H* a masivului. Coeficienții de frecare dintre pămînt și armătură depind de rigiditatea armăturii, greutatea volumică a pămîntului,

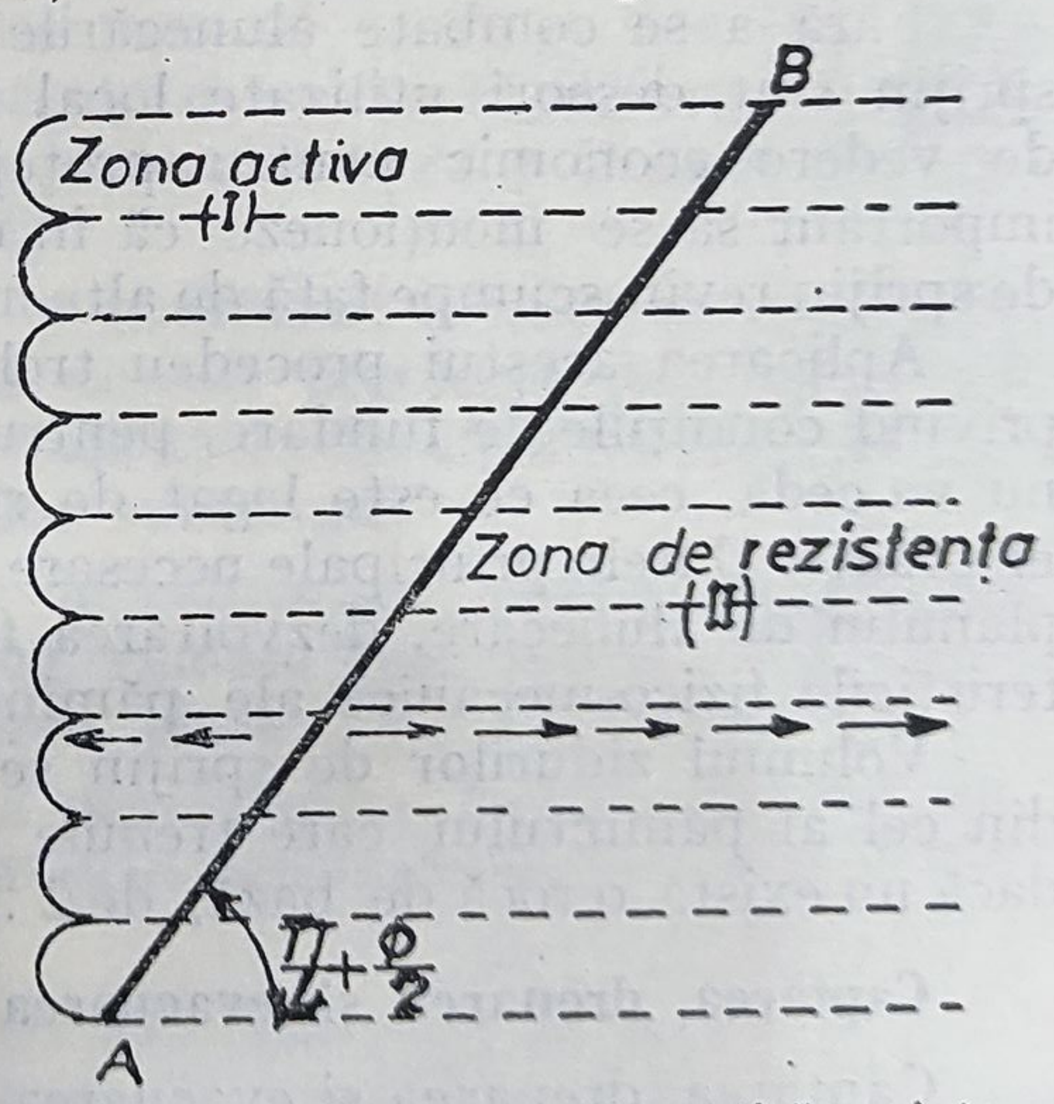


Fig. 8.4 — Secțiune schematică printr-un pămînt armat cu reprezentarea distribuției eforturilor de tensiune din armături

natura pămîntului și, în special, de starea suprafeței armăturii. În cazul unei armături de mare aderență, unghiul de frecare pămînt-armătură se apropie de unghiul de frecare interioară a pămîntului. Dimensionarea externă a masivului de pămînt armat se referă în primul rînd la asigurarea unei adîncimi corespunzătoare în terenul de fundație, care așa cum se arată în articolul „Pămînt armat. Soluții noi". din revista Hidrotehnica 31(1986) se determină cu relația:

$$D = 2 \cdot 10^{-3}\ \sigma_0 \qquad (8.14)$$

în care: D este adîncimea de fundare care rezultă, în m;

σ_0 — presiunea la talpa de fundare exprimată în kPa.

În continuare se verifică stabilitatea la alunecare a masivului după diferite suprafețe posibile de cedare.

Avantajele mai importante ale masivelor respective sînt:

— presiunile reduse transmise pămîntului de fundație și posibilitatea de mulare în procesul tasării terenului;

— adîncimile reduse de încastrare: cca $H/5$ la suprafața terenului în pantă și $H/10$ în cazul suprafețelor orizontale (H fiind înălțimea masivului). În paralel se recomandă și calculele cu expresia 8.14.

Asemănătoare pămînturilor armate sînt zidurile din căsoaie, constituite din elemente prefabricate de beton armat așezate în celule, care sînt umplute cu pietriș sau piatră spartă. Un avantaj al acestui sistem este montarea rapidă cu ajutorul macaralelor și eficacitatea de acționare în scurt timp.

Fără a se combate alunecările generale dintr-o zonă, zidurile de sprijin sînt deseori utilizate local în condiții avantajoase din punct de vedere economic pentru protejarea diferitelor construcții. Este important să se menționeze că în cazul unor alunecări mari, zidurile de sprijin revin scumpe față de alte metode de apărare.

Aplicarea acestui procedeu trebuie precedată de atente cercetări privind condițiile de fundare, pentru a se avea certitudinea că terenul nu va ceda, ceea ce este legat de riscul pierderii totale a investițiilor efectuate. Datele principale necesare proiectării sînt legate de adîncimea planului de alunecare, dezvoltarea fenomenelor de instabilitate, caracteristicile fizico-mecanice ale pămînturilor și condițiile hidrogeologice.

Volumul zidurilor de sprijin se poate anticipa de cca 1/6 ... 1/10 din cel al pămîntului care trebuie reținut, iar adîncimea de fundare, dacă nu există o rocă de bază, de 2 ... 2,5 m sub suprafața de alunecare.

Captarea, drenarea și evacuarea apelor.

Captarea, drenarea și evacuarea apelor constituie una din metodele cele mai avantajoase pentru combaterea alunecărilor, datorită efectelor negative legate de interacțiunea lichid-pămînt: mărirea greutății

pămîntului îmbibat cu apă, efectul de subpresiune la saturare, acțiunea hidrodinamică, micșorarea forțelor de rezistență datorită presiunii hidrostatice din pori, înrăutățirea proprietăților mecanice ale terenurilor.

Amenajările de suprafață privind captarea apelor provenite din precipitații sau alte surse, preîntîmpinîndu-se infiltrarea lor în pămînt prin nivelarea suprafeței terenului, executarea șanțurilor de gardă și scurgere etc., prezintă eficacitate în multe cazuri și măsurile respective se pot aplica avantajos în paralel cu alte metode.

În cazul unor suprafețe de teren în stare de echilibru limită sau afectate de mișcări, prin lucrările de nivelare necesare scurgerii apelor, nu se va accentua panta terenului, urmărindu-se cel puțin păstarea înclinării inițiale, dacă nu este posibilă îndulcirea acesteia. În general în cadrul acestor lucrări de terasare trebuie evitată îndepărtarea nejustificată a vegetației pentru a nu se favoriza infiltrațiile de apă în pămînt și să se preîntîmpine acțiunea de șiroire a acestora. În această situație zonele excavate trebuie protejate prin straturi vegetale.

În frecvente cazuri se impune protejarea unor pămînturi dezvelite în urma îndepărtării straturilor superficiale, inclusiv a solului. În această privință se pot avea în vedere o serie de materiale produse de industria internă și anume: vata de sticlă cu greutatea volumică de cca 100 Kg/m³, vata minerală sub formă de plăci cu greutăți volumice de 100 ... ... 150 Kg/m³, diferite țesături din fibră de sticlă sau materiale sintetice, simple sau gudroane etc. Toate acestea prezintă o serie de avantaje dintre care cele mai importante sînt: rezistența mecanică la acțiunea agenților externi, greutatea volumică redusă, permeabilitatea și în consecință posibilitatea utilizării ca strat filtrant.

Canalele de captare executate în pămînturi coezive de consistență medie-scăzută sau necoezive ridică deseori problema degradării taluzurilor prin eroziunea pe care o provoacă apele din albie și cedare datorită pantei mari sau sub acțiunea apelor subterane.

În vederea evitări proceselor de colmatare, panta longitudinală nu trebuie admisă mai mică de 0,005, valoare care poate fi redusă la 0,003 în cazul suprafețelor de teren plane.

Valoarile limită de antrenare a pămînturilor, la care sînt evitate procesele de eroziune ale canalelor prin acțiunea apei sînt arătate în tabelul 8.2.

Pantele taluzurilor canalelor cu adîncimi pînă la cca 5 m nu se calculează din cauza consistenței variabile ale pămînturilor și valorile medii care se pot avea în vedere în această privință sînt arătate în tabelul 8.3.

Tabelul 8.2

Valorile limită de antrenare

Natura pămîntului	Viteza apei în m/s
Nisipuri fine	0,25
Nisipuri medii	0,40 ... 0,60
Nisipuri grosiere	0,65 ... 0,75
Prafuri argiloase nisipoase	0,65 ... 1,00
Prafuri argiloase	0,70 ... 1,20
Argile	0,75 ... 1,20

Tabelul 8.3

Taluzurile canalelor cu adîncimi < 5 m

Natura pămînturilor	Pantele taluzurilor pentru adîncimi		
	1,5 m	1,5 ... 3 m	3 .. 5 m
Argile şi prafuri argiloase	1: 1	1: 1,5 ... 1: 1,2	1,25 ... 1,3
Prafuri nisipoase — nisipuri prăfoase	1: 1,5	1: 2,5	1: 3,5
Nisipuri fine	1: 2	1: 2,5	1: 3,5
Nisipuri grosiere	1: 2	1: 2	1: 3

Măsurile de drenare sînt eficace în cazul unor pămînturi nisipoase, prăfoase-nisipoase sau prăfoase-argiloase, caracterizate printr-un coeficient de permeabilitate $k > 1$ m/zi şi dacă straturile respective sînt continui. Utilizarea de drenuri la pămînturi cu un coeficient de permeabilitate $k < 0{,}5 \ldots 1{,}0$ m/zi nu duce la rezultate eficace. Dacă în masa unor pămînturi argiloase straturile nisipoase subţiri purtătoare de apă sînt intercalate într-un mod izolat, aplicarea drenurilor este inutilă, neputîndu-se conta pe obţinerea de rezultate pozitive.

Adîncimea de drenare se poate stabili aproximativ cu formula:

$$H = h_1 + c + h_2 + h_0 \qquad (8.15)$$

semnificaţiile tuturor literelor fiind arătate în figura 8.5. şi anume:

H este adîncimea de pozare a drenului;

h_1 — adîncimea minimă a apei depresionată faţă de suprafaţa terenului;

c — înălţimea de ascensiune capilară, care la nisipuri este cca 0,2 m, la prafuri nisipoase 0,3 m, iar la prafuri argiloase 0,4m;

h_2 — săgeata suprafeței depresionate $= d/2 \cdot I_0$ (d fiind distanța dintre drenuri iar I_0 — panta medie a curbei de depresiune ale cărei valori pentru diferite pământuri sînt date în tabelul 8.4);

h_0 — adîncimea apei în dren, cca 0,3 m.

Tabelul 8.4

Valorile medii ale pantei curbei de depresiune la diferite pământuri

Pământ	I_0
Nisipuri grosiere-pietrișuri	0, 003... 0,005
Nisipuri medii-fine	0,005 ... 0,02
Nisipuri fine prăfoase	0,02 ... 0,05
Prafuri argiloase	0,05 ... 0,1

Pentru a se evita degradarea drenurilor este recomandabilă coborîrea acestora sub suprafața de alunecare pe o adîncime de minimum 0,5 m. De asemenea, se va urmări pozarea drenurilor sub adîncimea de îngheț pentru a se asigura condiții de lucru normale în anotimpul rece. Este important ca masa drenantă să vină în contact cu toate straturile purtătoare de apă din pămîntul supus drenării.

Direcția drenurilor poate fi transversală față de sensul mișcării sau paralelă cu aceasta. În primul caz capacitatea de drenare a apelor este net mai favorabilă, dar în schimb există pericolul secționării drenurilor în urma desfășurării alunecărilor. În acest caz drenurile transversale trebuie amplasate în afara perimetrului suprafeței de teren afectată de alunecări, în amonte, la distanțe de cca 25 ... 50 m, stabilite funcție de desfășurarea fenomenelor de instabilitate.

Pantele în sens longitudinal al drenurilor se cuprind în majoritatea cazurilor între următoarele limite:

— drenuri deschise-vizitabile cu pat din beton, panta minimă 1‰ și maximă 250 ‰;

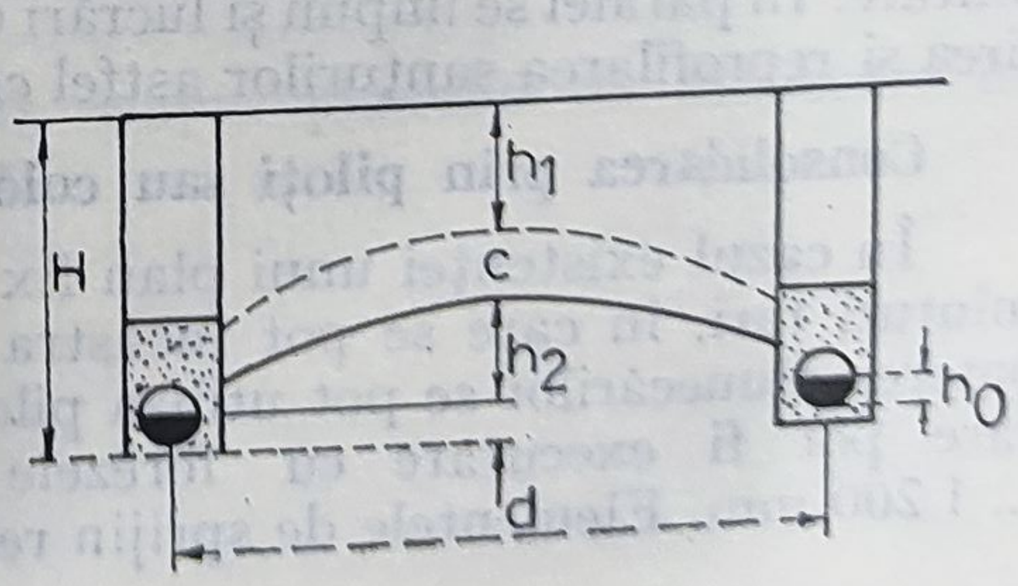


Fig. 8.5 — Suprafața depresionată a apei subterane între două drenuri

— drenuri cu spațiu liber pentru curgerea apei greu vizitabile, cu pat din beton sau tubulare, panta minimă 2 ... 3‰ și maximă 150‰;

— drenuri filtrante cu pat din beton sau piatră, pantă minimă 5‰ și maximă 100‰;

— drenuri filtrante cu pat amenajat, panta minimă 10‰ și maximă 75‰.

Pentru respectarea acestor pante se impune în unele cazuri prevederea în lungul drenurilor a unor praguri corespunzătoare.

Este foarte important ca la realizarea drenurilor să fie respectate principiile filtrelor inverse, în vederea evitării colmatării acestora, așa cum se întîmplă deseori în practică. Criteriile privind stabilirea materialului filtrant sînt prezentate la 5.5.

Secțiunea de scurgere a apei se determină cu formula:

$$S = \frac{Q}{V} \tag{8.16}$$

în care: Q este debitul;

V — viteza apei din dren, stabilită funcție de pantă și raza hidraulică; pentru a se evita o acțiune de eroziune a apei curgătoare, viteza maximă din drenuri se limitează de obicei la 1 m/s.

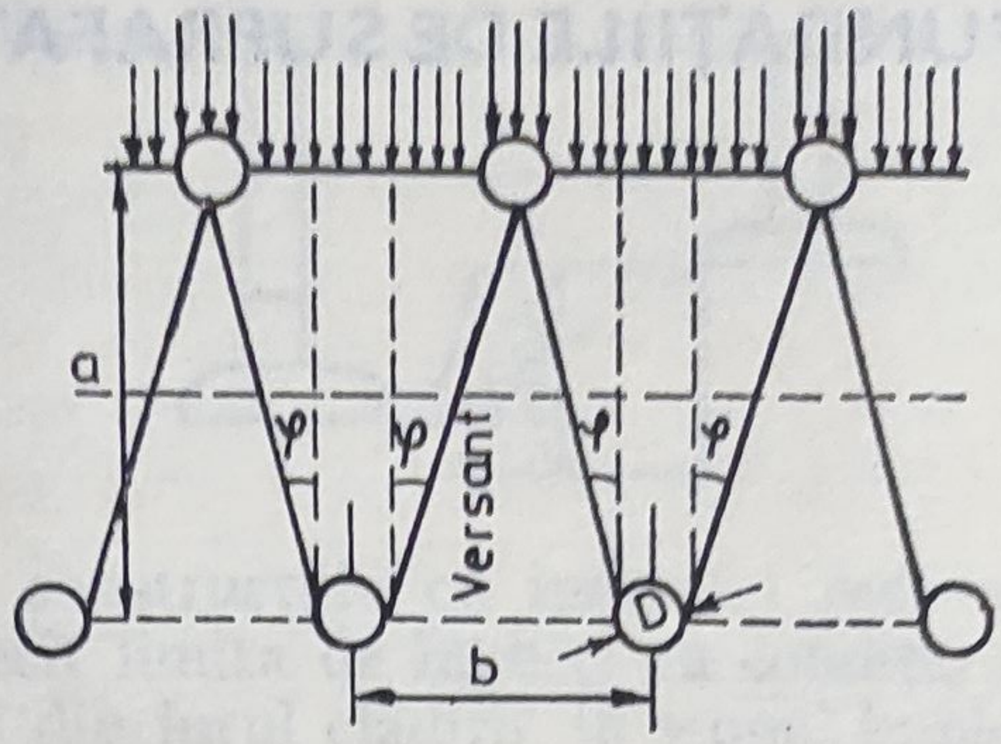
În vederea unei acțiuni de uscare mai intensive, drenurile longitudinale se unesc în unele cazuri prin tranșee drenante sub formă de arcade sau se completează cu drenuri ramificate în formă de spic. Acestea au posibilitatea interceptării apei pe un front mai larg și în același timp constituie elemente de rezistență în masa pămîntului instabil. Sistemele drenante respective se utilizează mai ales la tratarea taluzurilor inundate instabile în partea superioară de unde provine afluxul apei.

Șanțurile drenante deschise sînt, de asemenea, folositoare în practica lucrărilor hidroameliorative. Acestea sînt recomandabile în paralel cu lucrări de nivelare a terenului, în vederea asigurării scurgerii rapide a apelor subterane și în majoritatea cazurilor trebuie aplicate etapizat funcție de situația efectiv creată prin desfășurarea fenomenelor de instabilitate. În paralel se impun și lucrări de întreținere curentă pentru curățirea și reprofilarea șanțurilor astfel ca să fie asigurată scurgerea apelor.

Consolidarea prin piloți sau coloane din beton.

În cazul existenței unui plan fix de alunecare, sub care se află pămînturi tari, în care se pot încastra elemente de sprijin, pentru combaterea alunecărilor se pot utiliza piloții sau în ultimul timp coloanele, care pot fi executate cu forezele de diametre mari de 600 ... ... 1 200 mm. Elementele de sprijin respective se pot dispune pe versan-

Fig. 8.6 — Schema de dispunere a piloților



ții alunecătorii după diferite scheme, fiind posibilă și realizarea unor grupuri de piloți solidarizați cu radier sau grătar.

O schemă simplă de amplasare a piloților este dispunerea în mai multe șiruri paralele, așa cum se arată schematic în figura 8.6.

Distanța între șirurile de piloți este dată de formula ([23]):

$$a = \frac{mD[H\,\mathrm{tg}^2(45 + \Phi/2) + 4\frac{c}{\gamma}\,\mathrm{tg}(45 + \Phi/2)]}{2nL\,\mathrm{tg}(\alpha - \psi_p)} \qquad (8.17)$$

în care: m este numărul de piloți dintr-un șir;

L — lungimea șirului;

D — diametrul pilotului;

γ — greutatea volumică a pământului;

H — grosimea stratului alunecător;

α — unghiul de înclinare a suprafeței planului alunecător față de orizontală;

n — coeficientul de siguranță

ψ_p — unghiul de rezistență la alunecare, care este dat de expresia

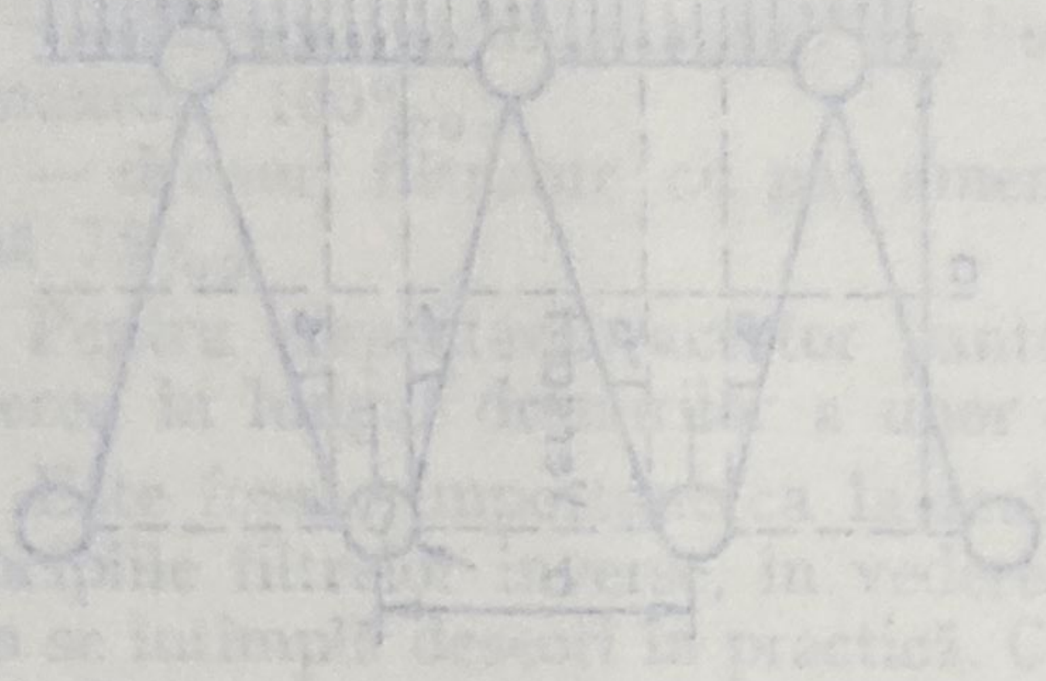
$$\mathrm{tg}\,\psi_p = \mathrm{tg}\,\Phi + c/p$$

Φ — unghiul de frecare interioară;

c — coeziunea;

p — presiunea geologică asupra planului de alunecare în punctul considerat.

9. FUNDAȚIILE DE SUPRAFAȚĂ



La fundațiile de suprafață, adîncimea tălpii se găsește în majoritatea cazurilor la 5 ... 6 m față de suprafață, sau raportul $D/B \leqslant 5$, D fiind adîncimea de fundare, iar B lățimea sau diametrul fundației.

În general, fundațiile directe de suprafață se adoptă la construcțiile care se pot așeza la o adîncime mică față de nivelul terenului, funcție de condițiile inginero-geologice corespunzătoare. La adîncimea de fundare adoptată, nu tebuie să se resimtă variațiile sezoniere de uscăciune-umiditate și cele de îngheț-dezhgeț. Fundarea zidurilor exterioare ale construcțiilor cu subsoluri neîncălzite se poate admite la minimum 1,0 m sub nivelul pardoselii subsolului, iar la subsolurile încălzite, la minimum 0,5 m. Fundațiile zidurilor interioare și ale stîlpilor interiori trebuie coborîte la cel puțin 0,5 m sub nivelul pardoselii. În cazul pămînturilor argiloase cu contracții mari, se va ține seama de recomandările de la capitolul 14. În cazul amplasării construcțiilor în zona cursurilor de apă, fundațiile trebuie așezate cu 2,0 ... 2,5 m sub limita maximă de afuiere posibilă.

În cazul zidurilor de calcan, fundația noii construcții se așază la aceeași cotă cu a celei vechi, neadmițîndu-se oprirea la un nivel mai ridicat, pentru a se preveni influența noilor presiuni asupra vechiului zid, care nu a fost calculat în ipoteza respectivă.

Dacă cerințele de exploatare impun fundarea noului obiectiv la o cotă mai coborîtă față de fundația învecinată, se impune subzidirea acesteia anterior realizării noi fundații.

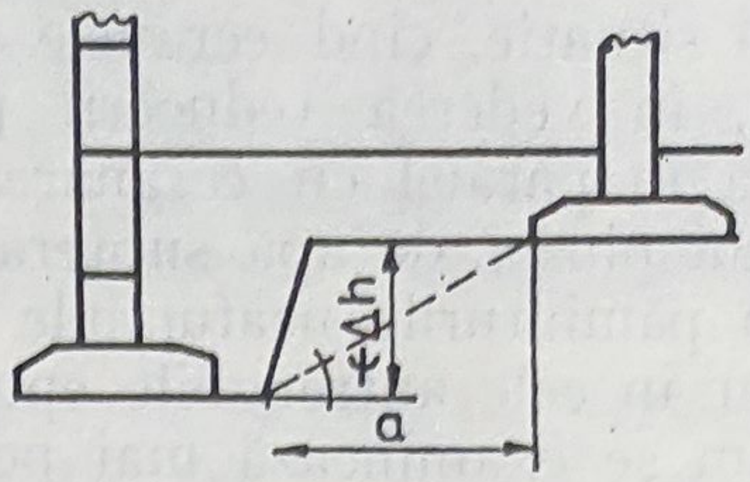
Cînd noua fundație este situată la o anumită distanță față de una existentă, așa cum se arată în figura 9.1, diferențele dintre cotele de fundare, trebuie să îndeplinească condiția ([21]):

$$\Delta h < a \operatorname{tg} \psi \tag{9.1}$$

în care: $\operatorname{tg} \psi = \operatorname{tg} \Phi + c/p$

Φ și c fiind parametrii rezistenței la forfecare a pămîntului, iar p presiunea la talpa fundației aflată la o cotă superioară.

Fig. 9.1 — Săpătură nesprijinită lîngă o fundație existentă



În terenuri nisipoase uscate, construcțiile cu încărcări reduse se pot funda la adîncimi mai mici decît limita de îngheț, cu condiția impermeabilizării suprafeței terenului din jurul clădirii, în scopul împiedicării pătrunderii directe a apei sub fundații.

La alegerea tipului de fundație de suprafață, intervin factori care se referă la asigurarea unei bune comportări în exploatare a construcției proiectate, precum și la economicitatea lucrărilor de fundații. În afară de natura și caracteristicile fizico-mecanice ale pămînturilor, pentru determinarea tipului de fundație prezintă importanță condițiile hidrogeologice ale amplasamentului și încărcările construcției proiectate.

În situația unor încărcări mari și a unor terenuri de fundare nefavorabile, sînt de preferat fundațiile rigidizate prin beton armat față de cele din beton simplu sau piatră. Fundațiile din beton armat au un volum redus și sînt posibile de realizat cu lățimi mari. Fundațiile din beton armat, sub formă de tălpi continue pe o direcție sau încrucișare, ca și radierele generale sînt indicate în cazul unor pămînturi de fundație cu o capacitate portantă redusă.

Cînd terenurile corespunzătoare din punct de vedere geotehnic apar la adîncimi mai mari de 4...6 m, tipurile de fundații directe trebuie examinate comparativ — tehnic și economic — cu cele de adîncime.

La executarea fundațiilor pe terenuri necoezive, antrenabile prin curenții de apă, săpăturile se înconjoară prin ecrane temporare sau permanente care străbat straturile purtătoare de apă încastrîndu-se în pămînturile puțin permeabile din adîncime. Aceste ecrane se realizează cu pereți de palplanșe sau mai frecvent cu ecrane continue de beton armat turnate în tranșee lungi cu lățimi de 0,4 ... 0,8 m, care în practica noastră se execută mai frecvent cu dispozitivele Kelly sau Else.

În cazul neînterceptării prin ecranele arătate a unor pămînturi puțin permeabile trebuie realizată o adîncime de încastrare suficientă sub fundul excavațiilor proiectate, pentru a se evita producerea de curenți hidraulici ascendenți cu pericol de antrenare a granulelor fine de pămînt, mai ales a nisipurilor fine și a celor prăfoase. În mod strict informativ se poate aprecia că pentru prevenirea fenomenelor respective este suficientă o adîncime de încastrare mai mare de jumătate din diferența de nivel dintre cota pînzei de apă subterane și fundul excavației. În

această situație, cînd ecranele nu sînt coborîte pînă la un pat impermeabil, în vederea reducerii pericolului antrenării-sufoziei se poate executa în paralel cu ecranarea o coborîre pînă la anumite limite a nivelului pînzei de apă subterane din exteriorul excavațiilor.

În pămînturile neafuiabile se pot efectua epuismente directe de apă, iar în cele antrenabile epuismente cu ajutorul filtrelor aciculare, așa cum se examinează mai pe larg în capitolul 5.

În cazul unor epuizmente directe din excavații și atunci cînd la baza acestora există pămînturi argiloase urmate de straturi purtătoare de apă, există pericolul străpungerii formațiunilor puțin permeabile și în această privință trebuie avute în vedere recomandările de la 5.4.

Pentru prevenirea unor fenomene de instabilitate la săpăturile mai mari sub nivelul apei în pămînturile afuiabile, în practica noastră se aplică la scară mare procedeul excavațiilor fără denivelări. După atingerea cotei finale, patul realizat se acoperă cu un strat de balast, vată de sticlă sau folie de geotextil, acestea din urmă lestate, după care se poate evacua apa, astfel ca procesul de execuție să continue la uscat.

Pantele taluzurilor la săpăturile uscate pentru fundații se pot lua conform datelor din tabelul 9.1. (11).

Tabelul 9.1

Taluzurile săpăturilor de fundație

Natura pămînturilor	Panta taluzurilor pentru lățimea bazei săpăturilor			
	peste 3 m		sub 3 m	
	Cînd adîncimea săpăturilor este			
	sub 5 m	peste 5 m	sub 5 m	peste 5 m
Pămînturi nisipoase	1: 0,67	1: 1,00	1: 0,67	1: 1,00
Pămînturi argiloase	1: 0,50	1: 0,50	1: 0,67	1: 0,75
Argile	1: 0,35	1: 0,67	1: 0,50	1: 0,67
Loessuri	1: 0,50	1: 0,75	1: 0,50	1: 0,75

Adoptarea acestor pante este condiționată de o execuție rapidă, fără întreruperi. În situația unor pămînturi coezive cu consistențe mai reduse se impune adoptarea de taluzuri provizorii mai dulci față de cele arătate, care vor fi apreciate de la caz la caz de geotehnicieni.

În cazul unor pămînturi compactate pronunțat, de exemplu printr-un trafic îndelungat în zona unui drum, proiectarea excavațiilor se va face, de asemenea, în funcție de un aviz geotehnic special.

Săpăturile mai adînci de cca 5 ... 6 m, sau cele prevăzute în spații restrînse, unde efectuarea evazărilor taluzate nu este posibilă, se rea-

lizează deseori sprijinite, la calculul elementelor de susținere putîndu-se avea în vedere epurele de presiuni arătate în figura 9.2.

Semnificația lui P_a, din figura 9.2. *a*, este împingerea activă totală a pămîntului, calculată în conformitate cu recomandările de la capitolul 7., iar γ și *c* din figura 9.2, *b* greutatea volumică a pămîntului și respectiv coeziunea medie a argilei.

Diagramele din figura 9.2 s-au apreciat în situația pămînturilor uscate și drenate, astfel ca acțiunea eventualelor ape subterane trebuie considerată suplimentar.

În continuare se prezintă o serie de expresii mai uzuale necesare dimensionării fundațiilor de suprafață.

În unele cazuri, la o adîncime relativ mică sub talpa fundațiilor, se găsesc straturi de pămînturi cu o capacitate portantă redusă, fapt care trebuie luat în considerare la proiectare. În acest caz, T o m l i n s o n consideră că încărcarea dată de fundație, se distribuie în limita unor planuri înclinate cu 30° față de verticală, așa cum se arată în figura 9.3.

În eventualitatea că stratul de la talpa de fundare este așezat pe un pămînt mai moale la o adîncime redusă, se va ține seama de rezistența la ponsonare a pămîntului respectiv cu formula:

$$p_m = \frac{G - R_t}{A} \tag{9.2}$$

în care: G este sarcina total la nivelul tălpii;

R_t — rezistența totală la tăiere perimetrală, egală cu produsul dintre efortul unitar de tăiere p_m cu perimetrul fundației și grosimea stratului mai tare;

A — suprafața fundației ([35]).

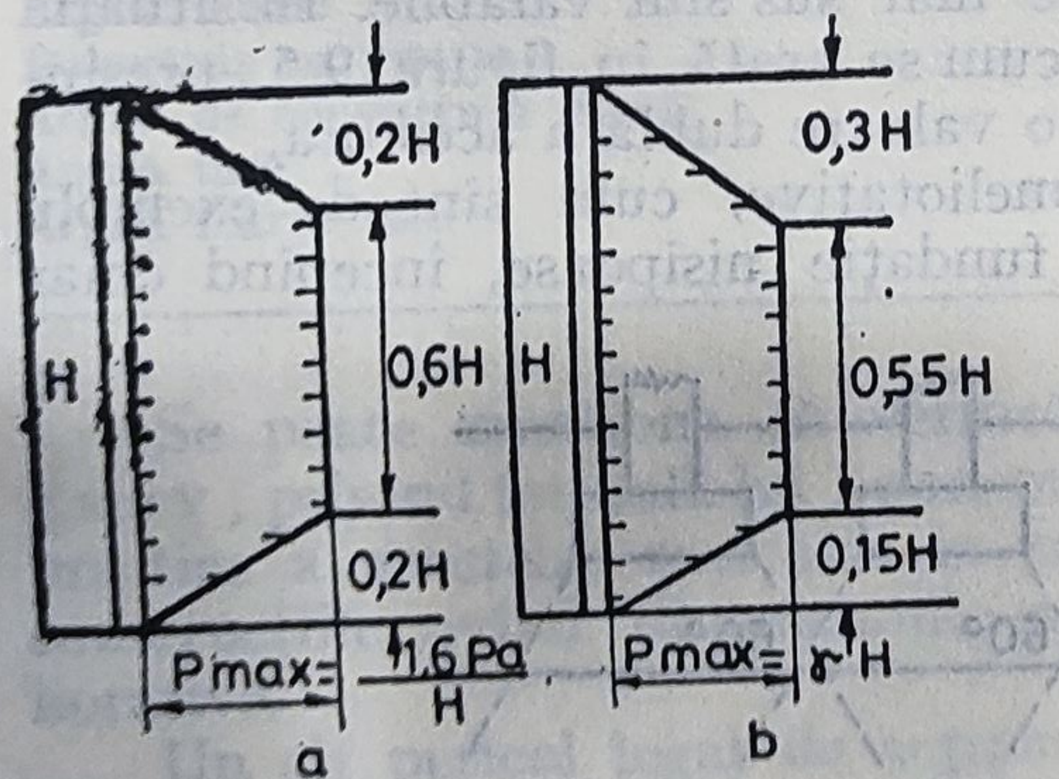


Fig. 9.2 — Epura presiunii pămînturilor propusă de T e r z a g h i și P e c k pentru calculul sprijinirilor la excavații: a — nisipuri; b — argile moi

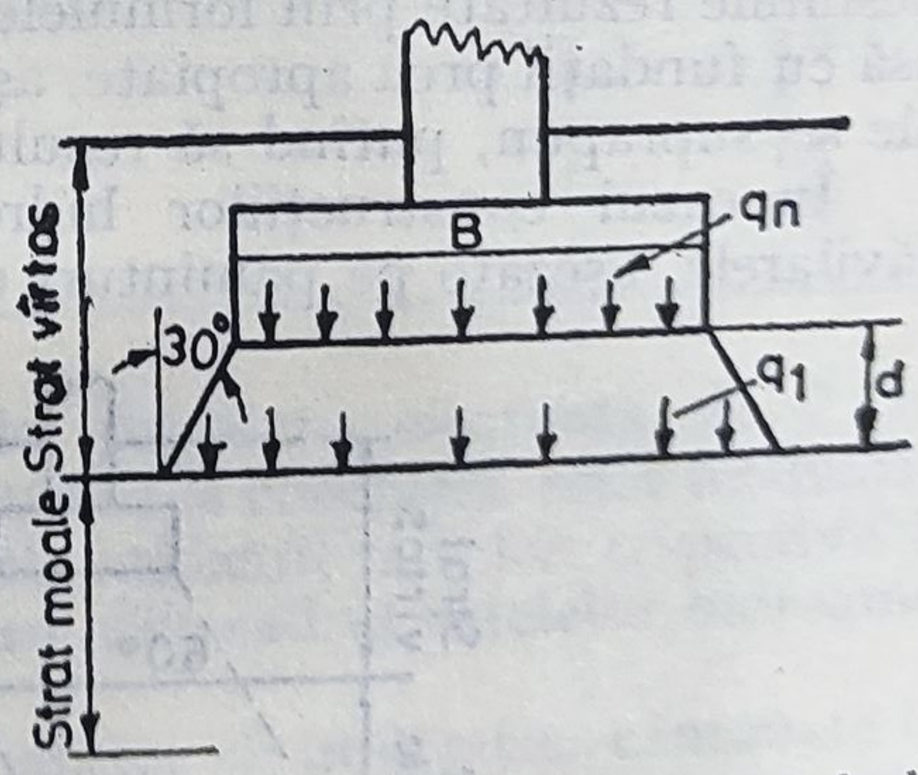


Fig. 9.3 — Cazul unui pămînt moale la adîncimea *d* față de talpa de fundare

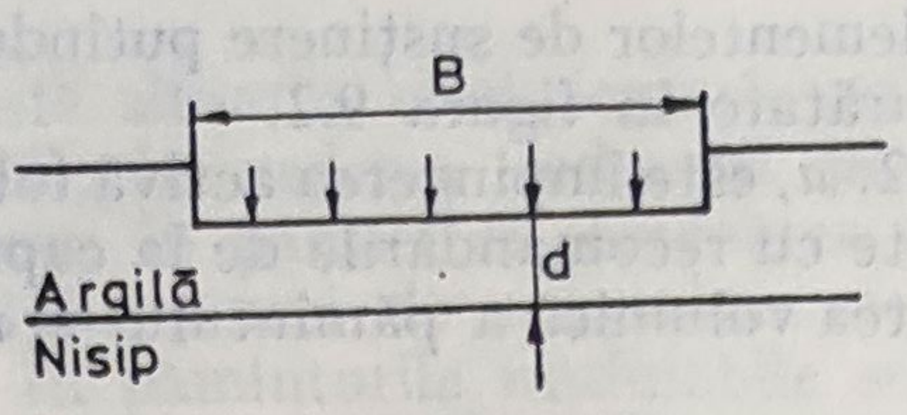


Fig. 9.4 — Fundație așezată pe un strat subțire de pămînt moale

Rezistența la lunecare a fundațiilor solicitate orizontal este dată de formula 6.10.

Cînd fundațiile se execută pe un strat argilos subțire, cu o capacitate portantă scăzută, urmat de pămînturi relativ tari, așa cum se arată în figura 9.4, se creează pericolul strivirii și refulării terenului slab de sub construcție.

În vederea evitării producerii acestor fenomene, tot T o m l i n s o n recomandă să nu se depășească capacitatea portantă a pămîntului moale, dată de formulele:

— în cazul fundațiilor circulare cu diametrul B:

$$P_{cr} = \left(\frac{B}{3d} + \pi + 1\right) \cdot c \text{ pentru } \frac{B}{d} \geqslant 6 \tag{9.3}$$

— în cazul fundațiilor continue cu lățimea B:

$$P_{cr} = \left(\frac{B}{2d} + \pi + 1\right) \cdot c \text{ pentru } \frac{B}{d} \geqslant 2. \tag{9.4}$$

În aceste formule c este coeziunea pămîntului moale, iar semnificațiile lui B și d se văd în figura 9.4.

Dacă fundațiile sînt situate la distanțe destul de mari între ele, presiunile rezultate prin formulele de mai sus sînt valabile. În situația însă cu fundații prea apropiate, așa cum se arată în figura 9.5, presiunile se suprapun, putînd să rezulte o valoare dublă a acestora.

În cazul construcțiilor hidroameliotative, cum sînt de exemplu stăvilarele, așezate pe pămînturi de fundație nisipoase, începînd chiar

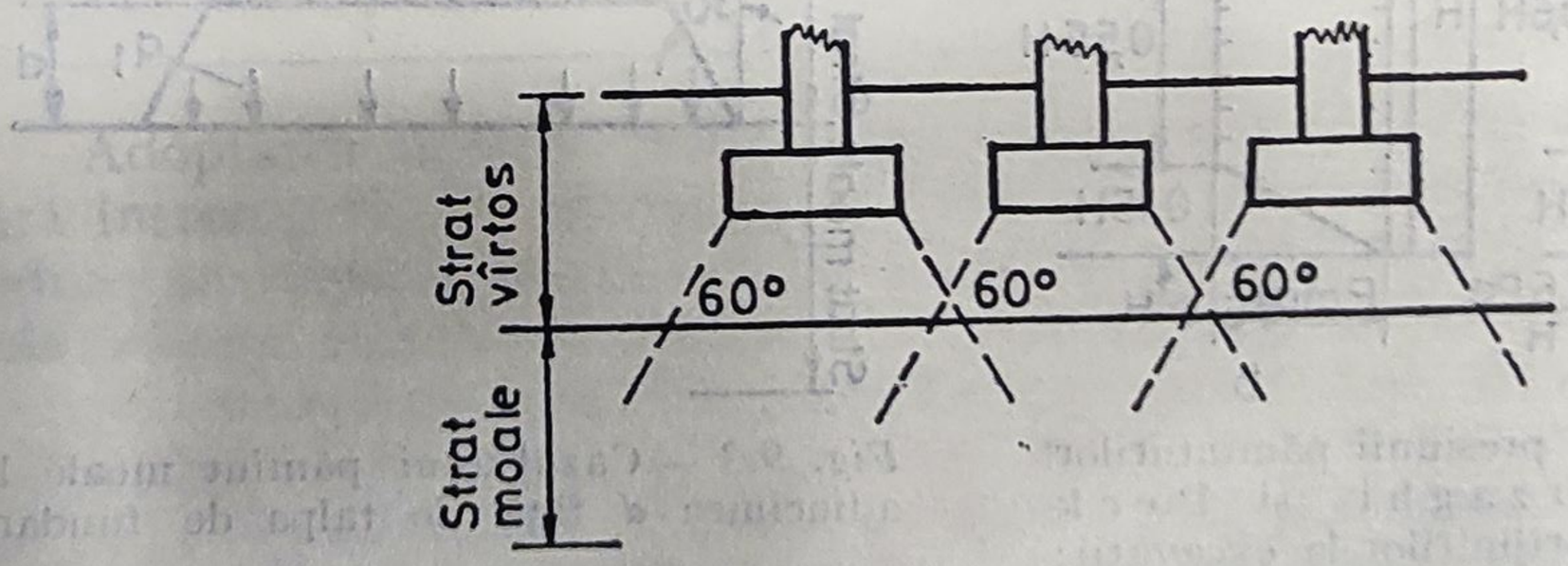


Fig. 9.5 — Fundații așezate la distanțe mici între ele

de la suprafața terenului, există pericolul antrenării acestora sub influența apelor de infiltrație. Verificarea stabilității pămînturilor contra acestor fenomene de cedare se face de obicei cu formula lui Lane, confirmată de o practică îndelungată și anume:

$$L_0 = L_{vert} + \frac{1}{3} \cdot L_{oriz} = C_0 H \qquad (9.5)$$

în care: L_0 este lungimea traiectoriei apelor de infiltrație sub baraj la care nu se produc fenomene de antrenare;
L_{vert} — lungimea porțiunilor de traiectorie verticală;
L_{oriz} — lungimea porțiunilor de traiectorie orizontale;
C_0 — coeficientul patului, a cărui valori sînt date în tabelul 9.2;
H — înălțimea coloanei de apă barată (11).

Tabelul 9.2

Valorile coeficientului C_0 din formula lui Lane

Natura pămîntului	C_0
Nisipuri foarte fine, mîluri slabe	8,5
Nisip fin	7
Nisip mediu	6
Nisip grosier	5
Pietriș fin	4
Pietriș mediu	3,5
Nisip grosier cu pietriș	3
Argilă moale	3
Bolovăniș cu pietriș	2,5
Argilă de consistență moale	2
Argilă tare	1,8
Argilă foarte tare	1,6

Se poate menționa că verificările detaliate efectuate de Ciugaev, privind formula lui Lane, nu au dus la concluzia unor modificări practice a acesteia, mai ales în cazul utilizării datelor respective la construcțiile avînd dimensiunile reduse din cadrul rețelelor hidroameliorative.

Un alt pericol legat de acțiunea apelor de infiltrație, cantonate în straturi permeabile, este presiunea exercitată de acestea asupra pămînturilor prăfoase argiloase din suprafață, în partea din aval a digurilor sau barajelor, fapt care urmează a se avea în vedere, dacă în zona respectivă se execută unele construcții.

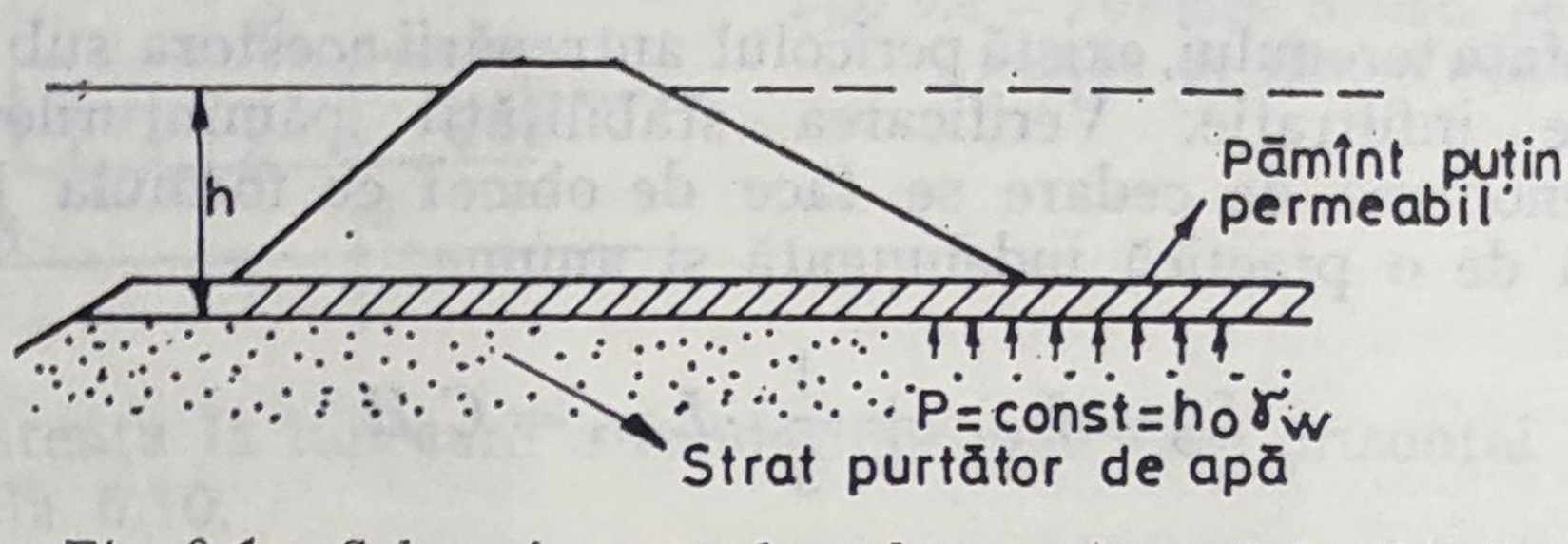


Fig. 9.6 — Subpresiunea apelor subterane în aval de digurile și barajele din pămînt

Pentru aprecierea stabilității straturilor argiloase subțiri la acțiunea de presiune a apelor cantonate în pămînturile nisipoase, așa cum se arată în figura 9.6, se utilizează formula [15]:

$$F \cdot t \cdot \gamma + U \cdot t : c = F \cdot h \cdot \gamma_w \qquad (9.6)$$

în care: F este suprafața de teren luată în considerare;
t — grosimea stratului argilos;
γ — greutatea volumică a pămîntului argilos;
U — perimetrul suprafeței F;
c — coeziunea pămîntului argilos;
$h \cdot \gamma_w$ — presiunea apei subterane asupra stratului argilos.

Pentru prevenirea cedării stratului argilos superfical sub acțiunea apelor subterane, se poate efectua o încărcare a suprafeței terenului prin banchete de pămînt.

O altă măsură este descărcarea apelor prin canale coborîte pînă la straturile purtătoare de apă, sau prin foraje-drenuri atunci cînd pămînturile argiloase au grosimi mai mari, măsurile respective fiind necesare în imediata vecinătate a construcțiilor avute în vedere.

10. CHESOANELE DESCHISE ȘI CU AER COMPRIMAT

Chesoanele deschise sînt elemente constructive avînd forma unor cutii fără fund, cu pereți rigizi, care pătrund în pămînt prin greutate proprie, pe măsura excavării pămîntului în interior.

Aceste construcții reprezintă nu numai un sistem de fundare pentru transmiterea în adîncime, pe un strat rezistent, a unor încărcări mari, ci și un procedeu de execuție a lucrărilor subterane, ca alternativă la săpăturile taluzate sau sprijinite. În asemenea situații, pereții chesonului asigură susținerea pereților săpăturii, iar după atingerea cotei finale se obține spațiul subteran necesar diferitor destinații. Acest procedeu este larg utilizat în practica lucrărilor de îmbunătățiri funciare la realizarea stațiilor de pompare, care pe considerente tehnologice trebuie coborîte la diferite adîncimi sub nivelul apelor subterane.

În secțiune verticală, chesoanele pot avea fața exterioară verticală, verticală cu o ușoară retragere față de conturul cuțitului din bază sau cu o înclinare spre partea superioară.

Pereții chesoanelor sînt amenajați la partea inferioară sub formă de cuțit, pentru ca, prin micșorarea suprafeței de contact și mărirea presiunii, să fie mai ușor învinsă rezistența opusă la coborîre a sistemului constructiv respectiv. Forma și alcătuirea cuțitului depind de dimensiunile pereților chesonului și de natura pămîntului. Astfel, cuțitul se prevede cu o singură teșitură, în cazul pereților cu grosimi pînă la 0,80 m, și cu două teșituri la pereții mai groși, așa cum se arată în figurile 10.1. *a* și 10.1. *b*. Talpa cuțitului poate fi protejată cu un profil cornier, iar dacă chesonul urmează să pă-

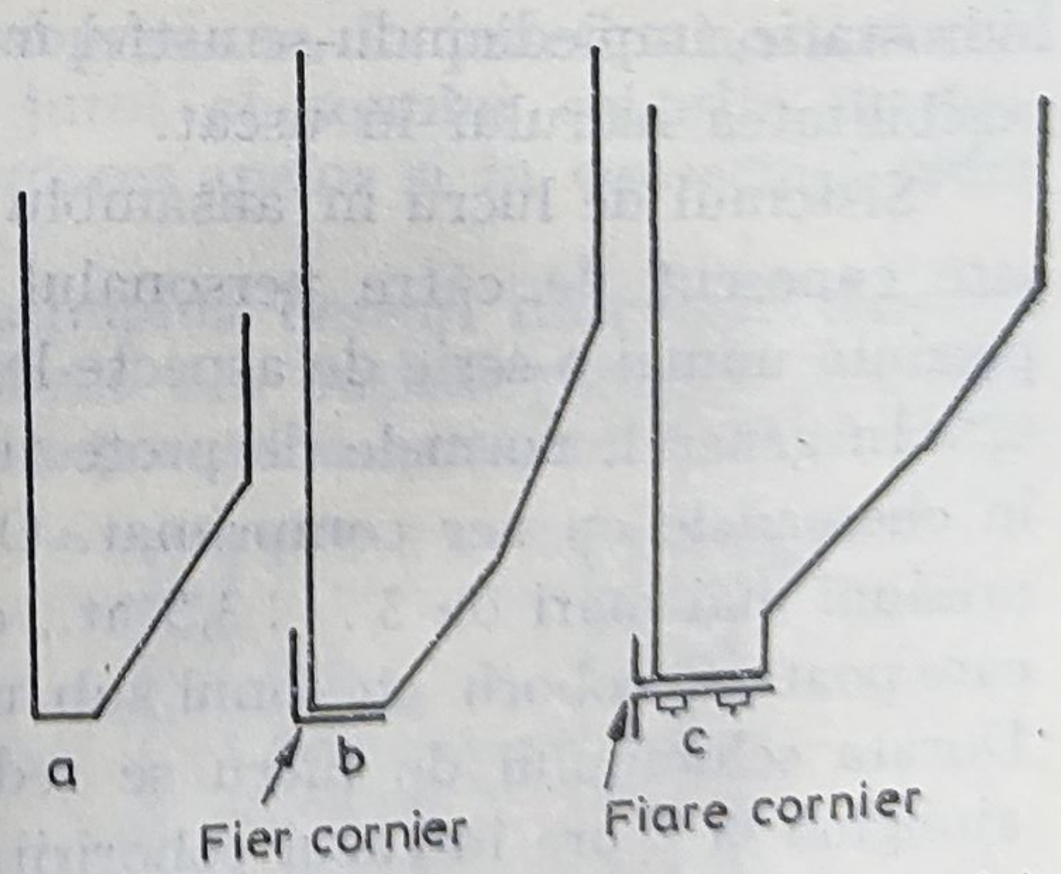


Fig. 10.1 — Detalii ale cuțitului chesonului

trundă în strate compacte, profilele metalice se dispun astfel încît să îndeplinească funcția de cuțit, așa cum se vede în figura 10.1. *c*.

Sub greutate proprie, chesonul se înfige în pămînt pe o anumită adîncime. Înaintarea în continuare este condiționată de săparea pămîntului care se organizează de la centru spre periferie cu respectarea simetriei, pentru a se preveni înclinarea și înțepenirea chesonului. Procedeul de săpare se alege în funcție de natura pămîntului și dimensiunile în plan ale chesonului. În spații largi, săparea se execută, de regulă, cu graifărul. În spații restrînse se impune în majoritatea cazurilor lucrul manual. Forma săpăturii sub cuțit se adaptează la pămîntul întîlnit, pentru a se favoriza o coborîre corespunzătoare a chesonului. Dacă greutatea proprie este insuficientă pentru învingerea frecării pe suprafața laterală și chesonul nu mai coboară, se poate recurge la lestare prin intermediul unei platforme, amenajate în consecință.

Coborîrea chesoanelor deschise la adîncimi mai mari, sub nivelul apei, este legată în frecvente cazuri de mari dificultăți. Există riscul ca, datorită excavării neuniforme a pămîntului sau neomogenității stratificației, să se producă înclinarea chesonului și înțepenirea acestuia în pămînt. Prezența unor obstacole în teren, ca blocuri de piatră, elemente vechi constructive etc., care nu pot fi îndepărtate sub apă, împiedică de asemenea coborîrea chesoanelor deschise. Pentru depășirea acestor greutăți se recurge la transformarea chesonului deschis în cheson cu aer comprimat. Acest sistem constructiv reprezintă o cutie cu pereți rigizi de beton armat și care, spre deosebire de chesonul deschis, este prevăzut cu un tavan etanș care delimitează un spațiu denumit camera de lucru. În interiorul spațiului respectiv se creează o presiune de aer superioară celei corespunzătoare înălțimii coloanei de apă măsurată de la cuțit pînă la nivelul hidrostatic, împiedicîndu-se astfel intrarea apei pe sub cuțit și creindu-se posibilitatea lucrului în uscat.

Sistemul de lucru în ansamblu al chesoanelor cu aer comprimat este cunoscut de către personalul tehnic, astfel că în continuare se prezintă numai o serie de aspecte legate de securitatea muncii.

În general, normele de protecția muncii sînt foarte severe la lucrul în chesoanele cu aer comprimat. Organismul uman nu poate suporta presiuni mai mari de 3 . . . 3,5 at., ceea ce limitează adîncimea pînă la care poate fi coborît chesonul sub nivelul liber al apei la 30 . . . 35 m. Durata schimbului de lucru se reduce funcție de creșterea presiunii, ajungînd la 2 ore în cazul coborîrii chesonului sub 22 . . . 24 m. Organismul uman trebuie obișnuit treptat cu condițiile de presiune ridîcată

a intrarea în schimb și cu revenirea la presiunea atmosferică. În general se prevăd următoarele durate ale acestor procese ([21]):

presiunea	timp de ecluzare	timp de dezecluzare
1 at.	5′	8′
2 at.	12′	24′
3 at.	22′	55′

Nerespectarea timpilor normați, în special cei pentru dezecluzare, poate conduce la accidente grave. Dacă timpul de acomodare la ieșirea din camera de lucru este prea scurt, azotul dizolvat în sînge la presiune ridicată nu poate fi evacuat în mod normal prin plămîni și caută să iasă direct prin punctele de la încheieturi, provocînd inflamații și dureri ascuțite sau prin creier și coloana vertebrală, provocînd moartea.

În legătură cu calculul chesoanelor se impune în primul rînd verificarea stabilității acestora la împingerea în afară, sub influența presiunii hidrostatice, combinată cu a aerului la cei cu aer comprimat.

În cazul pernelor de beton de la baza chesoanelor deschise, greutatea acestora trebuie să depășească subpresiunea apei după punerea în uscat a camerei, verificarea respectivă putîndu-se efectua cu relația:

$$m \cdot (H - h)\rho_w = h_0 \cdot \rho_{bet} \qquad (10.1)$$

în care: m este un coeficient cu valoarea de cca 1,5 iar ρ_w și ρ_{bet} densitățile apei și ale betonului. Semnificațiile celorlalte litere se văd în figura 10.2.

Dacă chesonul este încastrat într-un strat argilos mai subțire, urmat de pămînturi permeabile acvifere, se impune verificarea stabilității pămîntului argilos la acțiunea de subpresiune a apelor și în această privință se vor avea în vedere recomandările de la 5.4.

Pentru reducerea acțiunii de subpresiune, în practica noastră s-au utilizat deseori foraje executate în jurul chesonului coborîte în straturile permeabile, care permit descărcarea apelor și în consecință reduc subpresiunea acestora.

La coborîrea chesoanelor se întîmpină deseori dificultăți datorită rezistenței opuse de pămînturile rămase sub cuțitul pereților acestora și care trebuie îndepărtate printr-un procedeu oarecare. O altă forță

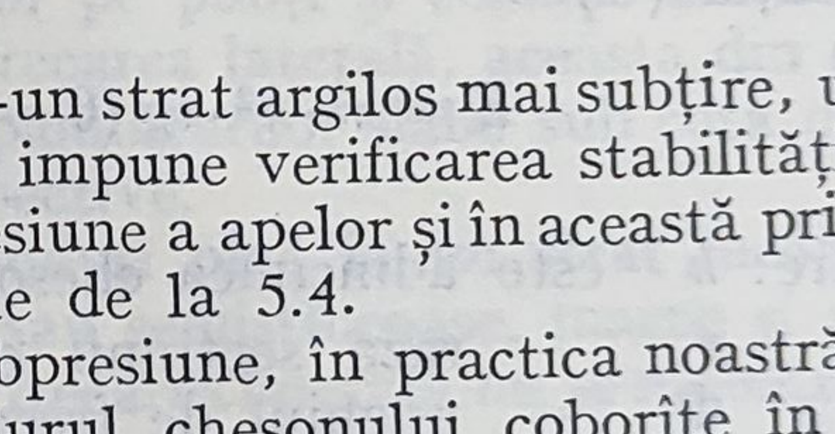


Fig. 10.2 — Cheson deschis așezat pe nisipuri

importantă, care trebuie depășită la coborîrea chesoanelor, este frecarea cu pămînturile aflate lateral. La propunerea diferiților cercetători, se consideră că frecarea crește liniar de la suprafața terenului pînă la adîncimea de 5 m, de unde în continuare rămîne constantă. În acest caz forța de frecare este dată de formula:

$$F = f \cdot u \cdot (h - 2{,}5) \qquad (10.2)$$

în care: f este forța de frecare pe m², care variază între 10 și 30 kN/m²;
u — perimetrul secțiunii orizontale prin cheson;
h — adîncimea chesonului.

Referitor la aceleași forțe de frecare laterale T e r z a g h i și P e c k au propus în trecut următoarele valori pentru diferite pămînturi:

— prafuri și argile moi ..... 7,0 ... 30 kN/m²;
— argile foarte vîrtoase ..... 50 ... 20 kN/m²;
— nisip afînat ..... 12 ... 36 kN/m²;
— nisip îndesat ..... 35 ... 70 kN/m²;
— pietriș îndesat ..... 50 ... 100 kN/m².

Presiunea pămîntului asupra pereților chesonului, în cazul unei secțiuni în plan cu formă dreptunghiulară mai mare, se determină în conformitate cu recomandările de la capitolul 7.

În cazul unei secțiuni circulare a chesoanelor, presiunea este dată de relația (21):

$$E = \pi \cdot h^2 \cdot \operatorname{tg}(\theta - \Phi)\left(\frac{h}{3 \cdot \operatorname{tg}^2 \theta} + \frac{r}{\operatorname{tg} \theta}\right) \qquad (10.3)$$

în care: h este adîncimea chesonului;
r — raza secțiunii orizontale a chesonului;
Φ — unghiul de frecare interiară a pămîntului;
θ — înclinarea planului de cedare a pămîntului, pentru care rezultă presiunea maximă și care se obține cu expresia:

$$\operatorname{tg}^3 \theta + 2\left(\frac{h}{3r} - \operatorname{tg} \Phi\right)\operatorname{tg}^2 \theta - \left(1 - \frac{h}{3r \operatorname{tg} \Phi} + \frac{h \cdot \operatorname{tg} \Phi}{r}\right)\operatorname{tg} \theta - \frac{2h}{3r} = 0 \qquad (10.4)$$

11. FUNDAȚIILE PE PILOȚI

11.1. CONSIDERAȚII GENERALE

Piloții sînt elemente de fundare caracterizate printr-un raport mare, de cel puțin 20, între lungimea porțiunii îngropate D, denumită fișă și latura sau diametrul secțiunii, B.

Coloanele sînt elemente de fundare alcătuite din tuburi de beton armat sau metalice, înfipte în teren prin vibrare, la care raportul D/B este redus, valoarea minimală fiind 10.

Metodele existente pentru stabilirea capacității portante se bazează pe analiza datelor existente, cercetarea fundațiilor similare executate și scheme logice de calcul.

Capacitatea portantă a fundațiilor pe piloți și coloane adînci este condiționată de rezistența la vîrf și frecarea laterală, aceasta din urmă avînd o pondere mai mare în cazul pămînturilor slabe sub cota de înfigere a elementelor de fundare respective.

La piloții purtători pe vîrf, introduși pînă la un strat incompresibil, reprezentat prin roce stîncoase sau semistîncoase, marne și argile tari, tasările verticale lipsesc, astfel că frecarea laterală nu se mobilizează. În consecință se admite că întreaga încărcare se transmite prin presiunile normale R^n la contactul bazei pilotului cu terenul.

În cazul piloților flotanți, cînd vîrful acestora se oprește într-un strat compresibil, sub efectul încărcării axiale se pot produce tasări care mobilizează forțe de frecare la contactul elementului constructiv-teren.

În funcție de mărimea solicitării și de natura terenului la baza pilotului, încărcarea axială se transmite prin frecare pe suprafața laterală și prin presiunea de la contactul bazei cu pămîntul, așa cum se va arăta în mod mai detailat la subcapitolul următor.

Capacitatea portantă a piloților este influențată în mod sensibil de condițiile introducerii în pămînt a cărui structură este afectată după cum urmează: la baterea piloților, pămîntul din imediata vecinătate

se îndeasă; în cazul operațiilor de introducere prin vibrare pămînturile nisipoase se compactează, iar cele argiloase își micșorează coeziunea etc.

Așa după cum s-a arătat, la piloții flotanți, forțele de frecare transmit solicitările către masa pămîntului aflată sub nivelul de înfigere al acestora. În schemele de calcul curente se admite că solicitarea dintr-un pilot cu secțiune pătrată se difuzează printr-o masă ipotetică de formă piramidală, iar la un pilot cilindric, printr-o masă de formă conică. Secțiuni verticale prin formele de pămînt respective, ipotetice sînt arătate în figura 11.1.

Schemele de repartiție a eforturilor produse de frecarea pămînt-piloți, prezentate în figura 11.1b, par raționale și sînt propuse de V e s e l o v ([37]). În STAS/3-83 se propune însă numai schema de repartiție, cazul *a* din figura respectivă, independent de faptul, dacă la suprafața terenului se găsește un strat de pămînt curgător, care nu poate mobiliza o frecare sensibilă cu pereții piloților.

În funcție de ipotezele arătate privind transmiterea eforturilor în masa pămîntului, rezultă că în dreptul bazei piloților se poate admite un plan convențional cu laturile L' și B', care preia întreaga încărcare, așa după cum rezultă din următoarea expresie:

$$p = \frac{N + Q + G_1 + G_2}{F} \leqslant R \qquad (11.1)$$

în care: N este sarcina construcției la nivelul suprafeței terenului;
Q — greutatea radierului și a amenajărilor subterane;
G_1 — greutatea piloților;
G_2 — greutatea pămîntului din cadrul masivului avînd secțiunea *a b c d e f g* arătată în figura 11.1. *a*;
F — suprafața planului convențional din dreptul vîrfului piloților;
R — capacitatea portantă a pămîntului de sub planul convențional.

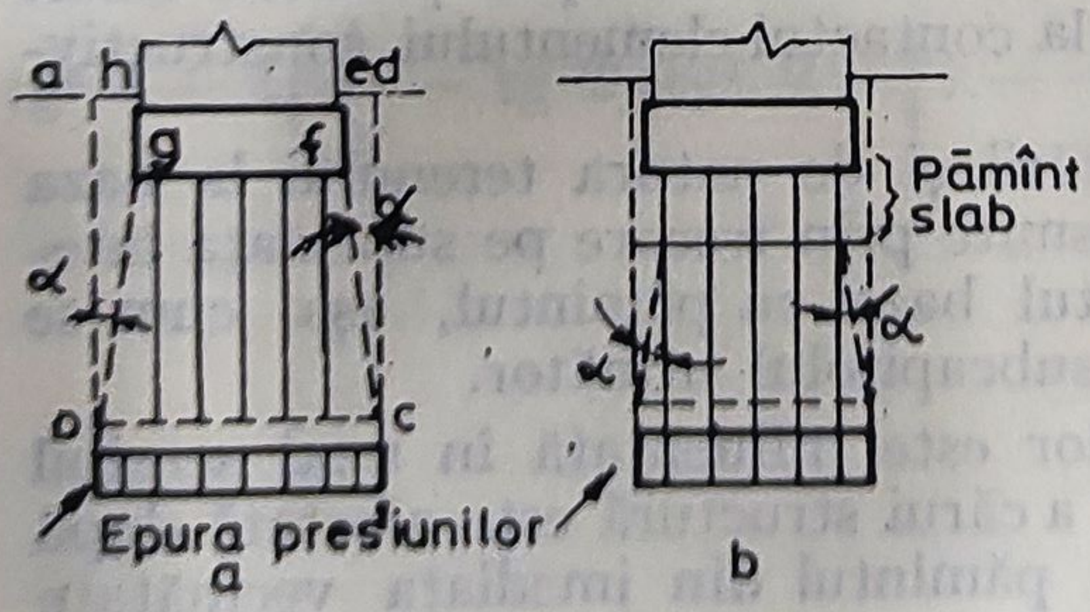


Fig. 11.1 — Schema repartiției în pămînt a eforturilor transmise de piloți:
a — cazul pămînturilor omogene în lungul fișei piloților; *b* — cazul unor straturi slabe spre suprafața terenului;

Laturile planului convenţional L' şi B' sînt date de formulele:

$$L' = L + 2 \cdot r_0; \quad B' = B + 2 \cdot r_0 \tag{11.2}$$

cu următoarea semnificaţie a literelor:

L', B' este lungimea, respectiv lăţimea planului convenţional;

L, B = lungimea, respectiv lăţimea fundaţiei;

r_0 = raza de influenţă a pilotului, avînd expresia $r_0 = l \operatorname{tg} \varepsilon$, în care l este lungimea pilotului, iar valorile ε şi respectiv $\operatorname{tg} \varepsilon$ sînt date în tabelul 11.1.

Tabelul 11.1

Valorile ε şi tg ε

Denumirea pămîntului	ε°	tg ε
Nisip îndesat	7	0,125
Nisip de îndesare medie	6	0,105
Nisip afînat	5	0,087
Nisip prăfos funcţie de îndesare	5 ... 6	0,087 ... 0,105
Argilă prăfoasă sau tare	6	0,105
Argilă în stare plastică	4	0,070
Mîl, argile în stare curgătoare	0	0

Formula 11.1 este valabilă numai în cazul unor solicitări verticale.

Este important de menţionat că piloţii flotanţi singulari prezintă în majoritatea cazurilor capacităţi portante diferite faţă de cei dintr-un grup, datorită interpătrunderii zonelor de influenţă, aşa cum se poate vedea din figura 11.2.

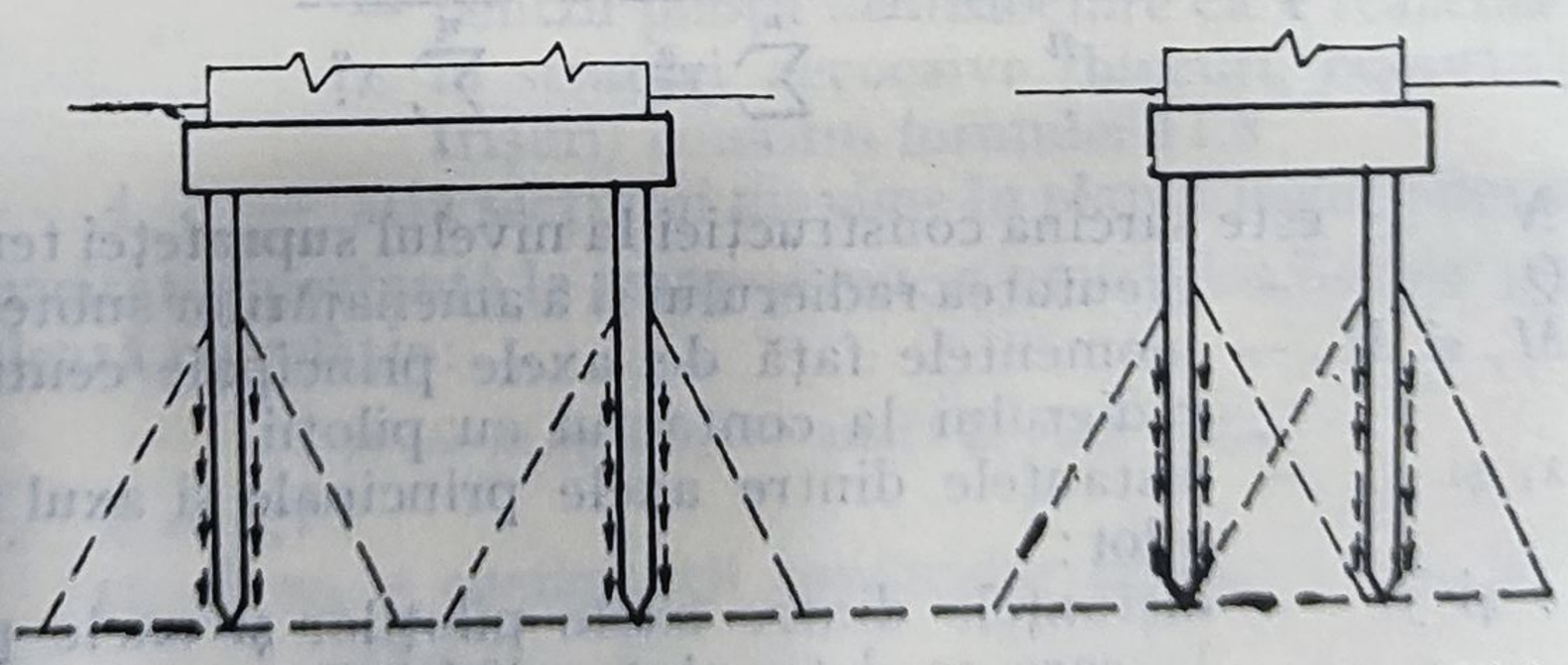


Fig. 11.2 — Influenţa distanţei dintre piloţi asupra repartiţiei eforturilor

Adoptarea însă a unei distanțe prea mari între piloți, în vederea mobilizării întregii lor capacități portante nu este întotdeauna rațională datorită rigidității sporite pe care va trebui s-o prezinte radierul.

În general, distanța minimă dintre axele piloților flotanți se admite $3b$ în care b este latura secțiunii pilotului pătrat sau raza la cei cilindrici. La piloții purtători de vîrf este posibilă reducerea distanței respective la $1{,}5\ b$, iar la piloții forați cu diametrul mare, spațiul dintre coloane se poate admite de 1 m.

Distanța dintre marginea radierului și latura piloților bătuți într-un șir este de $0{,}2b + 5$ cm, la cei în două sau trei șiruri $0{,}3\ b + 5$ cm, iar la cei bătuți în mai multe șiruri $0{,}4\ b + 5$ cm. Valorile arătate se pot adopta în cazul unui contact articulat dintre piloți și radier, urmînd ca acestea să fie calculate la sistemele de prindere rigidă ([37]).

La prinderile articulate piloții se încastrează pe o adîncime de cca 5 ... 10 cm în radier. Prinderile rigide se realizează prin introducerea armăturii piloților în cea a radierului sau un alt fel de monotilizare.

În cazul unor solicitări verticale piloții se dispun uniform. La solicitări cu forțe rezultante înclinate, trebuie adoptate sisteme constructive care să determine o distanță redusă între rezultanta tuturor forțelor și centrul de greutate a planului convențional, din dreptul vîrfurilor piloților, menționat anterior.

Atunci cînd excentricitatea determină diferența $\sigma_{max} < 1{,}4\ \sigma_{min}$ dintre eforturile maxim și minim de la baza radierului, piloții pot fi dispuși uniform. La excentricități mai pronunțate, în zona presiunilor mari, se prevede un număr sporit de piloți. În această privință, epura presiunilor se împarte în porțiuni egale, în centrul de greutate al cărora se prevede cîte un pilot.

Solicitarea preluată de fiecare pilot în parte a unei fundații acționate excentric este dată de expresia:

$$p = \frac{N + Q}{n} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum_i^n y_i^2} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum_i^n x_i^2} \qquad (11.3)$$

în care: N este sarcina construcției la nivelul suprafeței terenului;
Q — greutatea radierului și a amenajărilor subterane;
M_x și M_y — momentele față de axele principale centrale ale radierului la contactul cu piloții;
x_i și y_i — distanțele dintre axele principale și axul fiecărui pilot;
x și y — distanțele dintre axele piloților și axele piloților la care se determină solicitările;
n — numărul piloților fundației.

Grosimea radierelor se calculează sau se stabilește pe considerente constructive. În mod obișnuit această grosime se admite $h_0 + 0{,}25$ m și cel puțin 0,3 m, h_0 fiind adîncimea de încastrare a piloților.

11.2. CALCULUL CAPACITĂȚII PORTANTE A PILOȚILOR

Capacitatea portantă la compresiune a piloților purtători pe vîrf se calculează cu relația:

$$R = kmp_v A, \text{ kN} \qquad (11.4)$$

în care: k este coeficientul de omogenitate egal cu:
$k = 0{,}7$ pentru piloții prefabricați;
$k = 0{,}5$ pentru piloții executați pe loc;
m — coeficientul condițiilor de lucru, egal cu 1;
p_v — rezistența de calcul a terenului sub vîrful pilotului în kilopascali, care se adoptă după cum urmează:
— pentru piloții de îndesare care reazemă pe rocă stîncoasă sau semistîncoasă și straturi macrogranulare (blocuri și bolovănișuri) $p_v = 20\,000$ kPa;
— la piloții de îndesare rezemați pe pietriș, conform tabelului 11.3;
— la piloții de dislocuire introduși pînă la o rocă stîncoasă sau semistîncoasă;

$$p_v = \sigma_{cs}\left(\frac{t}{d} + 1{,}5\right)$$

σ_{cs} fiind rezistența medie la compresiune a rocii, t, adîncimea de încastrare a pilotului în rocă (m) și d diametrul pilotului în planul bazei (m);
— pentru piloții de dislocuire care reazemă cu baza în straturi necoezive (blocuri, bolovănișuri, pietrișuri) conform formulei 11.8;
A — aria secțiunii maxime în planul bazei pilotului (m²).

Capacitatea portantă la compresiune a unui pilot flotant prefabricat se calculează cu relația:

$$R = k(m_1 p_v A + m_2 U \Sigma f_i l_i) \quad \text{kN} \qquad (11.5)$$

în care: $k = 0{,}7$
m_1 și m_2 — coeficienții condițiilor de lucru, dați în tabelul 11.2;
A — semnificația arătată anterior;
U — perimetrul secțiunii transversale a pilotului (m);

p_v — rezistența de calcul a pământului sub vîrful pilotului, dată în tabelul 11.3;

f_i — rezistența de calcul pe suprafața laterală a pilotului, în dreptul stratului i, conform tabelului 11.4 în kilopascali;

l_i — lungimea pilotului în contact cu stratul i (m).

Tabelul 11.2

Valorile coeficienților de lucru m_1 și m_2

Modul de execuție a pilotului	m_1	m_2
1. Piloți bătuți	1,0	1,0
2. Piloți introduși prin spălare în pământuri nisipoase, cu condiția baterii pe ultimul metru fără spălare	1,0	0,6
3. Piloți introduși prin vibrare, în pământuri:		
a) nisipcase saturate, de îndesare medie:		
— mijlccii și mari	1,2	1,0
— fine	1,1	1,0
— prăfcase	1,0	1,0
b) argiloase cu indicele de consistență $0,5 < I_c \leqslant 1$:		
— prafuri nisipcase	0,9	0,9
— argile nisipcase sau prăfoase	0,8	0,9
— argile	0,7	0,9
c) argilcase cu indicele de consistență $I_c > 1$	1,0	1,0

Tabelul 11.3

Rezistența de calcul sub vîrful piloților la pământurile coezive și necoezive

Adîncimea de înfigere, m	Pământuri necoezive				Nisip prăfos	Pământuri coezive cu I_c:						
	Pietriș	Nisipuri				⩾1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4
		mari	medii	fine								
	p_v kPa											
3	7 500	6 500	2 900	1 800	1 200	7 000	4 000	3 000	2 000	1 200	1 000	600
4	8 300	6 600	3 000	1 900	1 250	8 300	5 100	3 800	2 500	1 600	1 200	700
5	8 800	6 700	3 100	2 000	1 300	8 800	6 200	4 000	2 800	2 000	1 300	800
7	9 700	6 900	3 300	2 200	1 400	9 700	6 900	4 300	3 300	2 200	1 400	850
10	10 500	7 300	3 500	2 400	1 500	10 500	7 300	5 000	3 500	2 400	1 500	900
15	11 700	7 500	4 000	2 800	1 600	11 700	7 500	5 600	4 000	2 800	1 600	1 000
20	12 600	8 200	4 500	3 100	1 700	12 600	8 200	6 200	4 500	3 100	1 700	1 100
25	13 400	8 800	5 000	3 400	1 800	13 400	8 800	6 800	5 000	3 400	1 800	1 200
30	14 200	9 400	5 500	3 700	1 900	14 200	9 400	7 400	5 500	3 700	1 900	1 300
35	15 000	10 000	6 000	4 000	2 000	15 000	10 000	8 000	6 000	4 000	2 000	1 400

OBSERVAȚII

1. Adîncimea de înfigere a pilotului se măsoară de la nivelul terenului natural pînă la nivelul vîrfului pilotului, cînd umplutura sau decapările prevăzute nu depășesc 3 m. Cînd umpluturile sau decapările sînt mai mari de 3 m, adîncimea de înfigere se măsoară de la un nivel superior, respectiv inferior, față de nivelul terenului natural.

2. Valorile p_v pot fi folosite cu condiția ca pilotul să pătrundă în teren stabil, neafuiabil sau alunecător, cel puțin 1 m la infracturile podurilor sau construcțiilor hidrotehnice și 3 m în cazul altor construcții.

3. Valorile p_v din tabel sînt valabile pentru pămînturi nisipoase cu îndesare medie sau mai mare.

4. Pentru nisipuri mari și pietrișuri, valorile p_v din tabel se folosesc numai în cazul unei încastrări relative a vîrfului pilotului $t/d \geqslant 15$. Pentru valori $t/d < 15$ se calculează rezistența de calcul corelată cu relația:

$$p'_v = p_v(0{,}7 + 0{,}02\ t/d)\ \text{kPa}$$

în care: t — este adîncimea de încastrare a vîrfului pilotului în stratul de nisip grosier sau pietriș (m);
d — diametrul pilotului în planul bazei (m).

5. Pentru pămînturile nisipoase, cu excepția celor prevăzute la punctul precedent, și pămînturile coezive, valorile din tabel se pot folosi cu condiția pătrunderii pilotului pe o adîncime $t/d \geqslant 4$. La valori $t/d < 4$ se calculează rezistența normată corectată cu relația:

$$p'_v = p_v(0{,}5 + 0{,}125\ t/d)\ \text{kPa}$$

6. În cazul unor valori intermediare ale adîncimilor sau consistenței, datele din tabel se interpolează liniar.

Tabelul 11.4

Rezistența de calcul pe suprafața laterală a piloților f, în kPa

Adîncimea medie a stratului m	Pămînturi necoezive			Pămînturi coezive cu I_c					
	mari și medii	fine	prăfoase	⩾ 0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
	f kPa								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	35	23	15	35	23	15	12	5	2
2	42	30	20	42	30	20	17	7	3
3	48	35	25	48	35	25	20	8	4
4	53	38	27	53	38	27	22	9	5
5	56	40	29	56	40	29	24	10	6
7	60	43	32	60	43	32	25	11	7

Tabelul 11.4. (continuare)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
10	65	46	34	65	46	34	26	12	8
15	72	51	38	72	51	38	28	14	10
20	79	56	41	79	56	41	30	16	12
25	86	61	44	86	61	44	32	18	—
30	93	66	47	93	66	47	34	20	—
35	100	70	50	100	71	50	36	22	—

OBSERVAȚII

1. Valorile f se adoptă pentru adîncimile medii corespunzătoare distanței de la mijlocul grosimii stratului i pînă la suprafața terenului urmînd a se ține seama de observația 1 de la tabelul 11.3;

2. Pentru valorile intermediare, ale adîncimilor sau consistenței f se interpolează liniar.

3. Dacă în limitele lungimii pilotului există o intercalație de pămînt puternic compresibil, de consistență redusă, de cel puțin 30 cm grosime, iar suprafața terenului urmează a fi încărcată cu o umplutură de pămînt sau alte materiale, rezistența pămîntului situat deasupra stratului slab se ia după cum urmează:

— cînd umpluturile au o grosime pînă la 2 m, la stratul puternic compresibil și umplutura de pămînt, $f = 0$, iar pentru celelalte straturi se iau valorile f din tabel cu semnul pozitiv;

— la umpluturi între 2 și 5 m înălțime, pentru pămînturile naturale, inclusiv umplutura din pămînt se admite a zecea parte a valorilor f din tabel, luate cu semn negativ, iar la stratul puternic compresibil $f = -5$ kPa.

— cînd umpluturile au peste 5 m înălțime: la pămînturile naturale, inclusiv umplutura din pămînt, f se ia egal cu valorile din tabel cu semn negativ, iar pentru stratul puternic compresibil $f = -5$ kPa.

4. Dacă pămîntul străbate umpluturi recente, în curs de consolidare, cu grosimi mai mari de 5 m, valorile f din tabel, corespunzătoare tipului de pămînturi predominant în umplutură, se iau cu semn negativ (31).

Capacitatea portantă la compresiune a unui pilot flotant, executat pe loc, se calculează cu relația:

$$R = k(m_3 p_v A + m_4 U \Sigma f_i l_i) \text{ kN} \qquad (11.6)$$

în care: k, A, U, f_i, l_i au aceeași semnificație ca la formula 11.5;

m_3 și m_4 sînt coeficienții condițiilor de lucru dați în tabelele 11.5 și 11.6;

p_v — rezistența de calcul a pămîntului sub nivelul pilo-ților așa cum se arată în continuare.

La piloții executați cu coloane introduse prin batere sau vibropresare, valorile p_v se iau din tabelul 11.3.

Pentru piloții de dislocuire care reazemă pe pământuri coezive, valoarea p_v se calculează cu relația de mai jos, respectîndu-se condiția unei încastrări pe o adîncime egală cu cel puțin diametrul pilotului sau al bulbului:

$$p_v = N_c c_u + \gamma_1 D \tag{11.7}$$

în care: N_c este factorul de capacitate portantă, avînd valoarea 9;
c_u — valoarea de calcul a coeziunii, determinată în condiții nedrenate a stratului, în kilopascali;
γ_1 — media ponderată, prin grosimile straturilor, a valorilor de calcul ale greutăților volumice corespunzătoare pămînturilor străbătute de pilot, în kN/m³;
D — fișa reală a pilotului, măsurată de la nivelul terenului natural sau în cazul infrastructurilor podurilor, de la nivelul afuiat al fundului albiei.

În lipsa datelor privind rezistența la forfecare a stratului din baza pilotului, pentru pămînturile coezive se pot utiliza valorile p_v din tabelul 11.7.

La piloții de dislocuire care reazemă pe straturi necoezive, valoarea p_v se calculează cu relația:

$$p_v = \alpha(\gamma d_b N_\gamma + \gamma_1 D_e N_q) \tag{11.8}$$

în care: α este coeficient dat în tabelul 11.8, funcție de gradul de îndesare I_D al pămîntului din baza pilotului;
γ — valoarea de calcul a greutății volumice pentru pămîntul de sub pilot, în kN/m³;
γ_1 — media ponderată, prin grosimile straturilor, ale valorilor de calcul corespunzătoare greutăților volumice ale straturilor străbătute de pilot, în kN/m³;
d_b — diametrul pilotului la nivelul bazei, în m;
D_e — fișa de calcul a pilotului, în m, stabilită astfel:
— la $D > nd_b$, se consideră $D_e = nd_b$;
— la $D < nd_b$, se consideră $D_e = D$;
D — fișa reală a pilotului;
n — coeficient în funcție de gradul de îndesare I_D, al pămîntului de la baza pilotului, conform tabelului 11.8.
N_γ, N_q sînt factori de capacitate portantă, dați în tabelul 11.9 funcție de valoarea de calcul a unghiului de frecare interioară Φ' al stratului de la baza pilotului.

Tabelul 11.5

Coeficienții de lucru m_3

Tehnologia de betonare a pilotului	m_3
Betonare în uscat sau sub apă	1,0
Betonare sub noroi	0,8

Tabelul 11.6

Coeficienții de lucru m_4

Modul de execuție al pilotului	m_4 pentru:	
	Pământuri necoezive	Pământuri coezive
Pilot cu mantaua introdusă prin batere și betonul compactat prin vibrare	0,7	0,6
Pilot cu mantaua introdusă prin batere și betonul compactat prin batere	1,0	1,0
Pilot executat prin vibropresare	1,0	1,0
Pilot forat de orice alt tip	0,6	0,5

Tabelul 11.7

Valorile informative p_v pentru piloții flotanți executați pe loc

Adîncimea bazei pilotului, m	I_c						
	⩾ 1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4
	Pv, kPa						
3	850	750	650	500	400	300	250
5	1 000	850	750	650	500	400	350
7	1 150	1 000	850	750	600	500	450
10	1 350	1 200	1 050	950	800	700	600
12	1 550	1 400	1 250	1 100	950	800	700
15	1 800	1 650	1 500	1 300	1 100	1 000	800
18	2 100	1 900	1 700	1 500	1 300	1 150	950
20	2 300	2 100	1 900	1 650	1 450	1 250	1 050
30	3 300	3 000	2 600	2 300	2 000	—	—
40	4 500	4 000	3 500	3 000	2 500	—	—

Tabelul 11.8

Valorile α și n din cadrul formulei 11.8

I_D	α	n
0 ... 0,33	0,5	10
0,34 ... 0,66	0,4	15
0,67 ... 1	0,3	20

Tabelul 11.9

Factorii de capacitate portantă N_γ și N_q

Φ	26°	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°
N_γ	9,5	12,6	17,3	24,4	34,6	48,6	71,3	108,0
N_q	18,6	24,8	32,8	45,5	64,0	87,6	127	185,0

Capacitatea portantă a unui pilot solicitat la smulgere se determină cu relația:

$$R_{sm} = kmU \Sigma f_i l_i \qquad (11.9)$$

în care: k, U, f_i și l_i au aceeași semnificație ca în formula 11.5, iar m este coeficientul condițiilor de lucru, egal cu 0,6.

Capacitatea portantă la încărcări orizontale ale piloților verticali se poate stabili, în mod aproximativ, cu ajutorul valorii lungimii convenționale de încastrare l_0, dată în tabelul 11.10 funcție de natura pământului și diametrul pilotului, cunoscîndu-se momentul încovoitor capabil al pilotului.

Lungimea convențională de încastrare l_0 reprezintă lungimea unei console la care momentul încovoitor sub influența încărcării orizontale este același cu momentul maxim ce se dezvoltă în pământ.

Tabelul 11.10

Lungimea convențională de încastrare l_0

Denumirea pământului	l_0
Nisipuri afînate și pământuri coezive cu $I_c \leqslant 0,5$	4d
Nisipuri de îndesare medie și pământuri coezive având $0,5 < I_c \leqslant 0,75$	3d
Nisipuri și pietrișuri îndesate, pământuri coezive cu $0,75 < I_c \leqslant 1$	2d
Pământuri coezive tari	1,5d

Cazul piloților verticali cu radier înalt solicitați de forțe orizontale nu se discută.

11.3. PILOȚII FORAȚI DE DIAMETRU MARE

Utilizarea piloților forați de diametru mare este indicată în cazul fundațiilor cu sarcini axiale și transversale mari, atunci cînd baza acestora pătrunde într-un strat practic incompresibil.

În conformitate cu prevederile STAS 2561/4-85, soluția respectivă, cu piloții forați de diametru mare, se adoptă numai în cazuri strict necesare și pe baza unei temeinice justificări.

În practica amenajărilor hidroameliorative, sistemul flotant de piloți cu diametrul mare este rare ori utilizat și în consecință nu se discută în cadrul prezentei cărți.

Capacitatea portantă la compresiune R a piloților se determină cu relația ([32]):

$$R = kmp_v A \tag{11.10}$$

în care: $k = 0{,}5$;

$m = 1$;

p_v — rezistența de calcul a terenului sub vîrful pilotului, în kPa, determinată în conformitate cu indicațiile anterioare referitoare la formula 11.4 — cazul piloților de dislocuire;

A — aria secțiunii maxime în planul bazei pilotului, în m^2.

11.4. SUCCESIUNEA OPERAȚIILOR DE PROIECTARE A FUNDAȚIILOR PE PILOȚI. TASAREA

Proiectarea fundațiilor pe piloți impune o succesiune de operații arătate în cele ce urmează.

1. Se stabilește schema cea mai defavorabilă a solicitărilor.

2. Se fixează cotele radierului.

3. Se apreciază sistemele de piloți și dimensiunile aproximative ai acestora, urmînd ca valorile respective mai precise să rezulte pe bază de calcule.

3. Se determină numărul de piloți cu formula:

$$n = \frac{N + Q}{R} \tag{11.11}$$

în care: N este sarcina construcției la nivelul suprafeței terenului;
Q — greutatea aproximativă a radierului și a amenajărilor subterane;
R — capacitatea portantă minimă a unui pilot.

5. Se precizează dimensiunile în plan ale radierului, funcție de numărul și dispunerea piloților.

6. Se precizează încărcările pe piloți, funcție de greutatea definitivă a radierului.

7. Cu ajutorul formulei 11.1 se stabilește solicitarea planului „convențional" din dreptul vîrfului piloților.

8. Se calculează tasarea, admițîndu-se ca talpă de fundare, planul convențional de la baza piloților.

12. EXECUTAREA CONSTRUCȚIILOR PE PĂMÎNTURI SENSIBILE LA UMEZIRE

12.1. CONSIDERAȚII GENERALE

Executarea construcțiilor pe pămînturi sensibile la umezire, cu tasări înregistrate în practica noastră pînă la 2 m, ridică o serie de probleme grele la proiectare și execuție. Dat fiind răspîndirea mare a acestor pămînturi în țară, cca 27 500 km², și volumul important al amenajărilor hidroameliorative pe astfel de terenuri, pentru o înțelegere mai bună a problemelor constructive, este util ca, în afară de prezentarea metodelor de execuție, să fie examinate și o serie de aspecte inginero-geologice legate de fenomenele respective.

Terenurile sensibile la umezire, constituite din loessuri și pămînturi loessoide, sînt caracterizate prin pierderea rezistenței și producerea de tasări în contact cu apa. Principala cauză a acestei comportări este cimentarea scheletului mineral care împiedică compactarea pămîntruilor, acestea păstrîndu-și o structură afînată-macroporică. La creșterea umidității se produce dizolvarea lianților de cimentare și sub efectul solicitărilor verticale este posibilă reașezarea agregatelor minerale într-o structură mai compactă însoțită de tasarea rapidă a suprafeței pămîntului.

La loessuri fracțiunile predominante sînt reprezentate prin prafuri, nisipurile se găsesc în cantități reduse, iar conținutul de fracțiuni argiloase este variabil, în general $< 30\%$.

Un aspect caracteristic este dat de prezența unei cantități însemnate de carbonat de calciu diseminat în masa pămîntului sau concentrat în concrețiuni calcaroase. Puse în contact cu apa, loessurile se desfac ușor și brusc, aproape exploziv, prin aceasta explicîndu-se susceptibilitatea la tasare în cazul umezirii și o rezistență redusă la acțiunea de șiroire a apelor superficiale.

Pămînturile loessoide, de regulă macroporice, spre deosebire de loessuri, conțin o cantitate mult mai mare de nisip sau argilă. Puse în contact cu apa, aceste pămînturi se desfac mai puțin brusc și în timp.

Spre deosebire de loessuri, pământurile loessoide nu prezintă capacitatea de a forma în stare uscată taluzuri verticale de mare înălțime.

Caracteristica de bază a tasării loessurilor și pământurilor loessoide la umezire este tasarea specifică la umezire, a cărei valoare este dată de relația:

$$i_{m\gamma} = \frac{h - h'}{h_0} \tag{12.1}$$

în care: h este înălțimea, în cm, a probei de pământ, cu structură și umiditate naturală, supusă la compresiune fără posibilitate de dilatare liniară, acționată de o presiune σ egală cu suma dintre sarcina geologică corespunzătoare nivelului pentru care se calculează tasarea și cea dată de construcție;

h' — înălțimea probei respective, acționată de forțele arătate după inundarea acesteia;

h_0 — înălțimea aceleiași probe acționate numai de presiunea corespunzătoare sarcinii geologice.

Dacă tasarea specifică la umezire pentru o presiune $p = 3$ daN/cm² depășește 2 cm/m, pământul respectiv se consideră sensibil la umezire.

Este important să se menționeze că valorile tasării specifice la umezire, rezultate prin încercări de laborator pe probe netulburate, sînt caracterizate printr-o mare împrăștiere, constatîndu-se diferențe de 1,5 ... 3 sau chiar 5 ori între rezultatele obținute pe eșantioane recoltate din aceeași probă. În această situație este recomandabilă efectuarea de numeroase încercări și utilizarea în paralel a mai multor criterii pentru caracterizarea pământurilor.

Un indice important pentru aprecierea susceptibilității la prăbușire a loessurilor și pământurilor loessoide este cel propus de K r o t o v (16):

$$L = \frac{e_L - e}{1 + e} \tag{12.2}$$

în care: e este indicele porilor în starea de umiditate naturală;

e_L — indicele porilor corespunzător umidității la limita de curgere w_L și se determină cu formula:

$$e_L = w_L \cdot \gamma_d \tag{12.3}$$

γ_d, fiind greutatea volumică în stare uscată a pământului.

Dacă valorile indicelui dat de formula 12.2 sînt mai mici de 0,1, 0,17 și 0,24 pentru pământurile avînd indicii de plasticitate $0{,}01 \leqslant I_p < 0{,}1$, $0{,}1 \leqslant I_p < 0{,}14$, și respectiv $0{,}14 \leqslant I_p < 0{,}22$, acestea se pot considera susceptibile la prăbușiri.

Terenul de fundare care cuprinde în stratificație pămînturi sensibile la umezire, poate aparține uneia din următoarele grupe:

— Grupa *A* cuprinzînd terenurile de fundare pentru care $I_{mg}^{ef} \leqslant$ $\leqslant$ 5 cm.

— Grupa B, terenurile de fundare pentru care $I_{mg}^{ef} \geqslant 5$ cm; în care I_{mg}^{ef} este valoarea tasării efective prin umezire sub sarcina geologică, determinată prin inundarea artificială a unei incinte experimentale.

La lucrările mai puțin importante din clasele a III-a și a IV-a și izolat mai importante din clasa a II-a, în lipsa datelor furnizate de inundări experimentale, aprecierea grupei în care se încadrează terenul de fundare se poate face ținîndu-se seama de grosimea depozitelor loessoide și de valoarea orientativă a tasării prin umezire sub sarcina geologică I_{mg}^{e} calculată pe baza rezultatelor încercărilor de laborator, după cum urmează:

— pentru grosimi h care nu depășesc 5 m de la suprafața terenului, pămîntul de fundare se consideră ca aparținînd grupei A;

— pentru grosimi $5 \leqslant h \leqslant 10$, pămîntul se va considera aparținînd:

— grupei A dacă $I_{mg}^{e} < 20$ cm;

— grupei B — $I_{mg}^{e} > 20$ cm;

— pentru grosimi $h > 10$ m, pămîntul de fundare se va considera ca aparținînd grupei B.

12.2. CARACTERISTICILE FIZICE ȘI REZISTENȚA LA TĂIERE

Porozitatea loessurilor și pămînturilor loessoide variază între 35 și 60% și mai frecvent între 40 și 50%. Valorile mai mici se întîlnesc la nisipurile loessoide, iar cele mai mari la pămînturile argiloase. Se poate admite că porozitățile cuprinse între $n = 48 \ldots 59\%$ denotă o compresibilitate pronunțată, între $n = 44 \ldots 52\%$ o compresibilitate medie, iar între $n = 42 \ldots 46\%$ o compresibilitate scăzută.

Valoarea greutății volumice uscate depinde de compoziția mineralogică și structura pămîntului, limitele de variație ale acestuia fiind destul de largi și anume 13,2 ... 15 kN/m³. Prezența apei subterane determină creșterea greutății volumice, mai ales la adîncimi mai mari de 10 m. Hilf și Holz consideră că în cazul unei greutăți volumice uscate, $\gamma_d < 13$ kN/m³, pămînturile macroporice sînt afînate și capabile de mari tasări-prăbușiri în caz de umezire; la $\gamma_d = 13{,}0 \ldots 14{,}5$ kN/m³ se constată o stare de afînare și se pot înregistra tasări la umezire în cazul unor construcții grele, iar la $\gamma_d > 14{,}5$ kN/m³ pămînturile macroporice sînt insensibile la umezire ([14])

Umiditatea depozitelor loessoide variază, în general, în limite largi. În cazul existenței la baza depunerilor loessoide a unui pat drenant, în masa acestora se pot distinge două zone caracteristice, una superficială pînă la adîncimea de cca 3 ... 5 m, în care umiditățile sînt influențate de climă, relief etc. și alta cu umidități relativ constante mai mici de cca 15%, sau eventual ușor descrescătoare cu adîncimea. În aceste situații cu pat drenant la baza depozitelor loessoide, fenomenele de prăbușiri în cazul umezirii se manifestă pînă la mari adîncimi, care pot depăși 15 ... 16 m.

Dacă depozitele loessoide sînt așezate pe un pat impermeabil, în masa acestora se disting trei zone caracteristice și anume: una superficială, influențată de variațiile atmosferice, o zonă intermediară, „moartă", cuprinsă, de obicei, între adîncimile de 3 ... 4 m și nivelul de ascensiune capilară din bază, în care umiditățile variază între 8 și 16%, și o a treia zonă situată sub nivelul de ascensiune capilară, inclusiv în aria de cantonare a acestor ape, unde pămînturile sînt saturate.

Există însă și situații diferite față de cele arătate și anume cu depozite loessoide uscate în apropierea patului lor impermeabil, sau inundate în zona de contact cu un strat drenant, funcție de prezența sau lipsa apelor subterane etc.

H o l z și H i l f consideră că la w cuprins între 10 și 15% aceste pămînturi prezintă o stare de uscăciune relativă și sînt destul de rezistente; pentru w cuprins între 15 și 20%, pămînturile prezintă un început de umiditate, iar la $w > 20\%$, umiditatea este foarte pronunțată și pămînturile se tasează pronunțat sub influența eforturilor de încărcare[14].

Sursele de umectare mai frecvente ale pămînturilor sînt pierderile din rețelele de alimentare cu apă sau canalizare, precipitațiile, infiltrațiile din rețelele de irigații, creșterea nivelului hidrostatic, schimbarea condițiilor de aerație.

În cazul unor infiltrații de apă dinspre suprafață, înaintarea frontului de umezire se face și lateral, așa cum se arată schematic în figura 12.1. Valoarea unghiului β, a cărui semnificație se vede în figură, este pentru loessuri și prafuri nisipoase loessoide $\beta = 20 \ldots 40°$, iar pentru prafurile loessoide argiloase $\beta = 35 \ldots 50°$.

În cazul unor depozite stratificate cu permeabilități diferite aliura frontului de infiltrație este mai complexă.

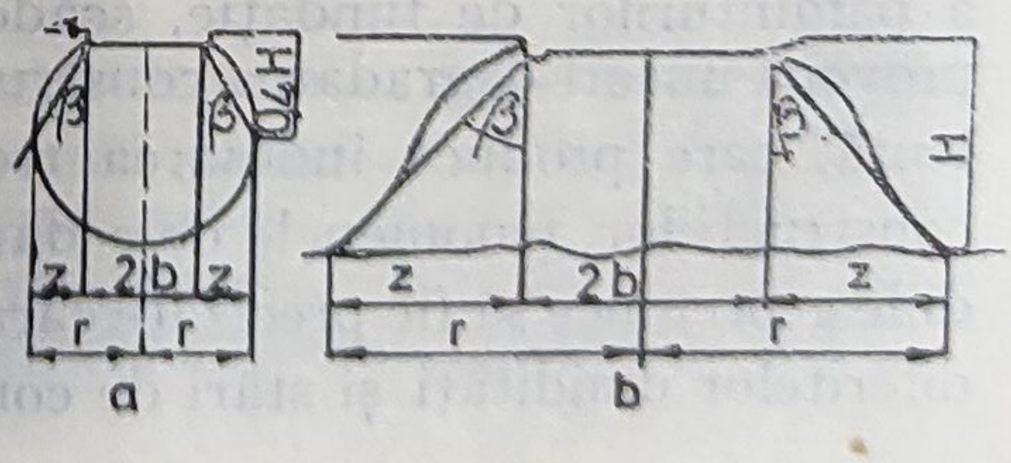


Fig. 12.1 — Scheme cu zonele inundate în cazul infiltrațiilor din:
a — surse punctuale; *b* — suprafețe inundate cu lățimi mari

Natura stratului aflat sub pămînturile sensibile la umezire, are o mare influență asupra comportării acestora. Un pat drenant, alcătuit din pămînturi grosiere, contribuie la o bună evacuare a apei în adîncime, spre deosebire de un pat argilos care oprește scurgerea apei ce se răspîndește în masa depozitelor loessoide, umezindu-le.

În funcție de cele arătate, rezultă că lățimea zonei de extindere a umezirii lateral față de frontul de umectare se poate determina cu formula ([16]):

$$L = H \cdot \operatorname{tg} \beta \cdot m_\beta \qquad (12.4)$$

în care: H este grosimea stratului sensibil la umezire;

m_β — coeficient avînd valorile 1 la pămînturi cu permeabilități uniforme; 1,4 ... 2 la formațiuni cu permeabilități neuniforme, mai ridicate în partea superioară a straturilor și 0,7 la pămînturi neuniforme, cu permeabilități în ansamblu scăzute.

În cazul inundărilor din surse concentrate, așa cum s-a arătat la 4.7, diferențele maxime dintre valorile tasărilor se pot aprecia cu formula $\alpha \cdot S$, în care: S este tasarea maximă suplimentară posibilă la umezire, iar α un coeficient, gradul de neuniformitate dat în tabelul 4.13 funcție de natura patului de la baza pămînturilor sensibile la umezire, grosimea acestora și distanța dintre fundațiile pentru care se apreciază diferențele de tasare. Expresia respectivă recomandată de Z u r n a d g i, așa după cum s-a constatat în practica noastră, permite obținerea de rezultate acceptabile.

În general, la pierderi de apă în pămînt prin surse punctuale, sau o dreaptă, se poate admite că lățimea zonei de extindere în dreptul unui pat impermeabil este $3H$ și în cazul unui pat drenant $2H$, H fiind grosimea depozitelor loessoide dispuse peste patul respectiv.

La umidități scăzute, scheletul mineral al loessurilor și pămînturilor loessoide este rigid datorită cimentării sale cu lianți constituiți din diferite săruri și argile coloide. În contact cu apa, așa cum s-a arătat, lianții sînt afectați prin spălarea unora din săruri și la saturare, pînă la survenirea compactării, coeziunea se micșorează de 2 ... 10 ori, iar unghiul de frecare interioară Φ de 1,05 ... 2 ori. Din această cauză la umezirea rapidă a pămînturilor de fundație, scăderea caracteristicilor de tăiere poate provoca uneori degradarea construcțiilor. Dat fiind că la o umezire mai lentă, care produce îndesarea treptată a pămînturilor sub influența construcțiilor, fenomenele de cedare pot fi evitate, se impune ca la studiile geotehnice să fie precizate caracteristicile de tăiere corespunzătoare diferitelor umidități și stări de compactare.

Referitor la metoda de tăiere în laborator se poate recomanda:

a. la studiile pentru construcțiile proiectate să suporte prăbușirile depozitelor loessoide se utilizează tăierile lente cu posibilitatea consolidării probelor;

b. la proiectarea construcțiilor care nu admit prăbușiri la umezire, se utilizează tăierile rapide cu probe neconsolidate prin care se obțin valori mai mici ale caracteristicilor de rezistență respective, față de cazul de la punctul a;

c. pămînturile compactate se încearcă prin tăieri lente cu posibilitatea de consolidare a probelor, în cazul barajelor din loessuri compactate.

În mod orientativ la proiectare se pot avea în vedere valorile următoare:

— pentru loessurile și prafurile argiloase loessoide pronunțat compresibile, la umiditatea naturală $\Phi = 28°$ și $c = 0{,}07 \ldots 0{,}25$ daN/cm² (10^2 kPa), iar după tasarea produsă din cauza umezirii $\Phi = 23°$ și $c = 0{,}01 \ldots 0{,}18$ daN/cm² (10^2 kPa);

— la pămînturile respective de compresibilitate medie, în cazul umidității naturale $\Phi = 30°$ și $c = 0{,}2 \ldots 0{,}3$ daN/cm² (10^2 kPa), iar după tasare $\Phi = 25°$ și $c = 0{,}05 \ldots 0{,}30$ daN/cm² (10^2 kPa);

— la pămînturile cu compresibilitate scăzută, cu umiditatea naturală $\Phi = 32°$ și $c = 0{,}3 \ldots 0{,}7$ daN/cm² (10^2 kPa), iar după producerea tasării $\Phi = 28°$ și $c = 0{,}2 \ldots 0{,}5$ daN/cm² (10^2 kPa) ([39]).

12.3. COMPRESIBILITATEA PĂMÎNTURILOR SENSIBILE LA UMEZIRE

O caracteristică esențială a loessurilor și pămînturilor loessoide este capacitatea de micșorare a volumului, adică de producere a tasărilor în anumite condiții și anume: a. sub influența sarcinilor date de greutatea proprie a pămîntului și b. la o anumită umiditate care determină slăbirea caracteristicilor de rezistență. În această privință se impune a se lua în mod separat la stabilirea tasării a:

— compresibilității pămîntului în starea naturală;

— compresibilității în stare de umezire suplimentară din diferite cauze.

Loessurile și pămînturile loessoide saturate, situate de exemplu sub nivelul apelor subterane, adică avînd o stare de consistență redusă, nu sînt influențate de o umezire suplimentară, dar sub acțiunea unor eforturi de compresiune dau tasări pronunțate. Aceleași pămînturi cu o umiditate naturală redusă sînt rezistente și se caracterizează prin com-

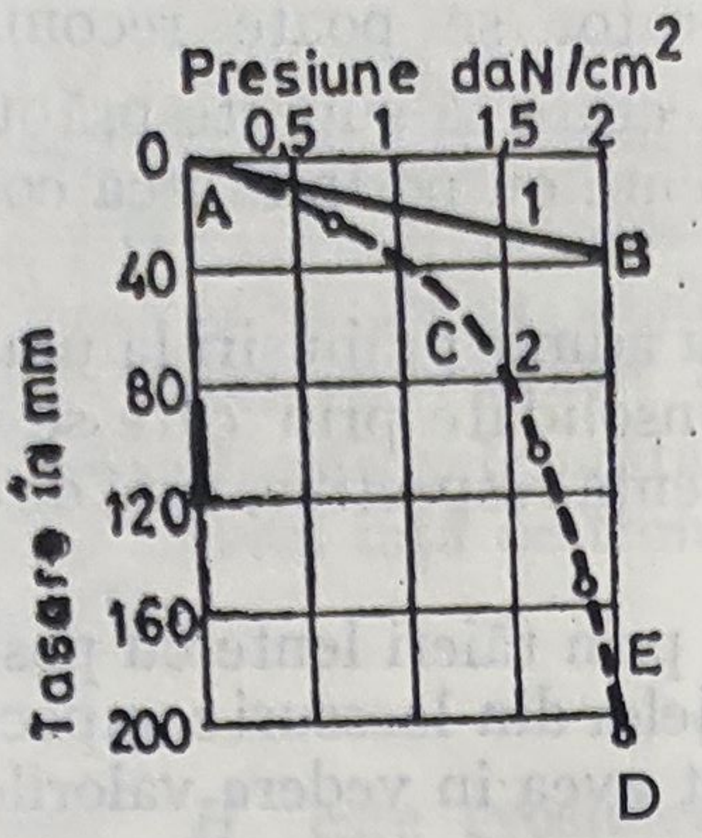


Fig. 12.2 — Tasările și prăbușirile loessurilor și pămînturilor loessoide la diferite umidități:
1 — pămînturile în stare de umiditate naturală scăzută și apoi inundate; *2* — pămînturile cu umidități naturale ridicate

presibilități scăzute. O umezire a acestora în condițiile existenței unui efort de compresiune generează însă tasări, care, datorită caracterului lor rapid de producere, poartă deseori denumirea de prăbușiri. Acestea se pot urmări din cele două curbe de compresiune tasare arătate în figura 12.2.

Curba 2 corespunde unui pămînt umed aflat în stare naturală cu umiditate ridicată și denotă tasări progresive funcție de creșterea presiunii, mai ales după depășirea valorii marcată prin punctul C. Curba 1, obținută pentru un pămînt cu o umiditate naturală relativ scăzută, este caracterizată în schimb prin compresibilități reduse pînă la punctul B, corespunzător unei inundări care determină o tasare bruscă — prăbușire — pusă în evidență prin segmentul BE. Este important de remarcat că valoarea tasării arătate prin punctul D pentru curba 2, adică cazul unui pămînt cu o umiditate naturală ridicată, este apropiată de valoarea tasării totale arătate de punctul E de pe curba 1 corespunzătoare unui pămînt loessoid aflat inițial într-o stare de umiditate naturală scăzută și care apoi este inundat (⁴).

În consecință, în funcție de variația umidității naturale se constată următoarele: tasările în cazul umidității naturale mari sînt mai ridicate și influența umectării pe parcurs este redusă; la o umiditate naturală mai mică, compresibilitatea corespunzătoare este neînsemnată, dar în schimb umectarea pe parcurs generează o tasare bruscă, mai mare.

În tabelul 12.2 sînt prezentate valorile medii ale modulelor de deformație edometrică pentru pămînturile sensibile la umezire, propuse de A b e l e f f, care pot fi utilizate în calculele preliminare de tasare ale construcțiilor importante și calculele definitive la construcțiile ușoare și cele provizorii (²).

Presiunea dată de sarcina pămîntului și cea a fundațiilor care la un pămînt loessoid determină începerea tasărilor suplimentare prin umezire cu $i_{mp} > 0{,}02$, poartă denumirea de rezistență structurală la umezire sau sarcina generatoare de tasări suplimentare prin umezire. În cazul

Tabelul 12.2

Valorile caracteristice ale modulilor de deformație edometrică la pămînturile macroporice cu diferite umidități și porozități

Umiditatea w (%)	Porozitatea n (%)	Modulul de deformație edometrică M (daN/cm²) (10^2 kPa)
6 ... 8	46 ... 48	220 ... 280
8 ... 14	47 ... 49	190 ... 220
10 ... 17	47 ... 48	225 ... 320
12 ... 18	43 ... 45	100 ... 400
22 ... 25	40 ... 45	100 ... 240
22 ... 25	45 ... 48	80 ... 150
25 ... 30	40 ... 45	70 ... 130
25 ... 30	45 ... 48	45 ... 95

loessurilor tipice, rezistența structurală la umezire este dată de sarcina geologică la adîncimea de 5 ... 7 m față de nivelul suprafeței și sub care deci solicitarea respectivă poate provoca fenomene de tasare suplimentare în cazul umezirii pămînturilor. Pentru pămînturile argiloase, rezistența structurală la umezire se ridică la 1,3 ... 1,8 daN/cm² (10^2 kPa), ceea ce denotă că fenomenele de tasare sub influența greutății proprii a pămînturilor respective, în caz de umezire, se pot produce numai începînd de la adîncimea de 8 ... 10 m în jos. În cazul pămînturilor loessoide din R. S. România rezistența structurală la umezire variază în linii mari între 0,3 și 1,5 daN/cm² (10^2 kPa) (⁹).

Cercetările întreprinse au arătat că fiecărei valori a rezistenței structurale, determinate de sarcina geologică și încărcarea exterioară, îi corespunde o anumită valoare a umidității la care apare tasarea suplimentară, denumită umiditatea critică.

Mărimea aproximativă a umidității critice, luînd în considerare datele experimentale arătate în literatura de specialitate, se poate lua egală cu limita de frămîntare după A t t e r b e r g. La această umiditate pămîntul capătă o stare plastică care, sub acțiunea presiunii critice, creează condițiile de deplasare pe verticală în jos a straturilor de pămînt situate sub nivelul respectiv (¹⁷).

Așa cum s-a arătat, tasările bruște — prăbușirile — se produc la creșterea umidității în masa pămîntului solicitat de anumite sarcini. În cazul unor scurgeri de apă produse în situații accidentale, evoluția prăbușirilor este rapidă, de ordinul 1 ... 5 cm/zi și continuă cîteva zile după îndepărtarea cauzei. Dacă umezirile se desfășoară în zone limitate, orice scurgeri de apă ulterioare, însoțite de înaintarea frontului de infil-

tratie determină reactivarea tasărilor pînă la umectarea întregii mase de pămînt sensibil la fenomenele de prăbușiri.

În cazul ridicării apei subterane spre suprafața terenului, tasările sînt influențate de intensitatea variației nivelului hidrostatic. Fenomenele respective sînt însă lente datorită saturării pămîntului și timpului îndelungat necesar evacuării apei sub influența tendinței de compactare. O serie de observații efectuate asupra tasărilor produse din cauzele respective, arată că acestea se desfășoară lent cu un ritm, în majoritatea cazurilor, mai mic de 10 ... 20 cm/an și rareori mai mult, fiind oarecum uniforme; diferențele de tasări din cadrul unui m^2 rareori depășesc 1 cm.

La coborîrea nivelului hidrostatic, dispare efectul subpresiunii și greutatea sporită determină tasări.

Calculul propriu-zis al tasărilor la umezire este arătat la 4.7.

12.4. CONSIDERAȚII DE ANSAMBLU PRIVIND REALIZAREA FUNDAȚIILOR PE PĂMÎNTURI SENSIBILE LA UMEZIRE. PRESIUNILE CONVENȚIONALE

La executarea fundațiilor și amenajarea pămînturilor din amplasamentele prevăzute pentru construcții, se impune anticiparea posibilității producerii tasărilor în contact cu apa. În situația cînd accesul apei este puțin probabil, inclusiv nu apare posibilă ridicarea nivelului hidrostatic, fundațiile se realizează similar cazurilor cu pămînturile insensibile la umezire. Aceasta este posibil cînd sursele de apă se găsesc la o distanță de cel puțin 1,5 ori grosimea straturilor sensibile la umezire.

În cazul pămînturilor sensibile la umezire, avînd curba de compresiune-tasare obișnuită, arătată în figura 12.3, se disting 4 faze de eforturi caracteristice, după cum urmează: în prima fază, pînă la efortul de compresiune p_1, deformația este similară cazului pămînturilor insensibile la umezire; în intervalul de presiuni p_1 ... p_2 se produce umezirea

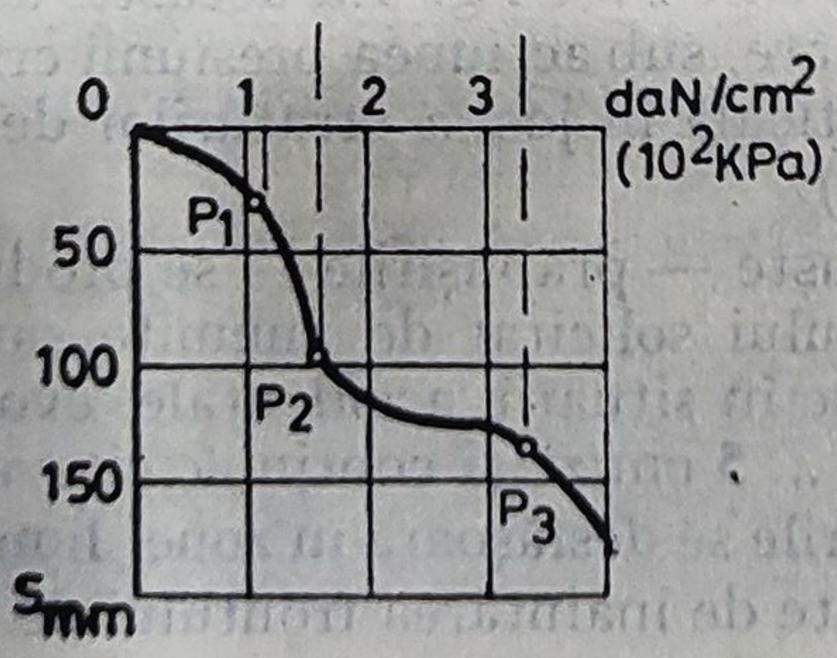


Fig. 12.3 — Curbă de compresiune-tasare caracteristică.

și, ca urmare, prăbușirea pămînturilor caracterizată prin micșorarea modulului de compresiune de cca 2 ... 10 ori; prin depășirea presiunii p_2 pămîntul se comprimă și evoluția în continuare a tasărilor este asemănătoare celei din prima fază; în ultima fază, la depășirea efortului p_3 începe cedarea terenului și survenirea curgerilor progresive. Pentru prima fază cu pămîntul neumectat și solicitările mai mici de p_1, presiunile convenționale se determină în conformitate cu datele din tabelul 12.3, urmînd ca la umezire și în intervalul de presiuni p_1 ... p_2 să se țină seama de recomandările de mai jos.

În general la stabilirea presiunilor convenționale trebuie să se țină seama de mai mulți factori, dintre care cei mai importanți sînt umiditatea, caracteristicile de compresibilitate și rezistența pămînturilor, natura obiectivelor, măsurile de amenajare constructive etc.

Presiunile convenționale de calcul pentru terenurile de fundare sensibile la umezire sînt arătate în tabelul 12.3.

Tabelul 12.3

Presiunile convenționale de calcul ale pămînturilor sensibile la umezire

Natura pămîntului	p_{conv} (daN/cm²)(10² kPa)			
	Pămînturi cu structură naturală, avînd greutatea volumică în stare uscată γ_d kN/m³		Pămînturi compactate cu greutate volumică în stare uscată γ_d kN/m³	
	1,35	1,55	1,60	1,70
Nisipos	1,50	1,55	1,60	1,70
Argilos	1,60	2,00	2,50	3

Pentru pămînturi sensibile la umezire cu densități în stare uscată intermediare, față de cele avute în vedere în tabelul 12.3, se procedează prin interpolare. Valorile recomandate corespund unei adîncimi de fundare $D = 1{,}0 \ldots 2{,}0$ m și la fundații de lățimi $B \geqslant 1{,}0$ m. Pentru adîncimi de fundare $D > 2$ m presiunile convenționale de calcul nu se sporesc, iar la adîncimi $d < 1{,}0$ m, p_{conv} se determină prin interpolare între valoarea p_{conv} stabilită pentru $D = 1{,}0 \ldots 2{,}0$ m și $0{,}5\ p_{conv}$ la suprafața terenului.

Pentru o fundație cu lățimea $B = 0{,}6$ m, presiunea convențională de calcul se ia 2/3 din valoarea corespunzătoare lățimii $B = 1{,}0$ m, iar pentru lățimi intermediare se interpolează liniar.

La pămînturile loessoide şi loessuri cu un grad de umiditate $S <$ $< 0{,}5$, dar care pot suferi o umezire în timpul exploatării construcţiei, în mod orientativ se pot lua următoarele presiuni normate:

$p^n = 0{,}4$ daN/cm² (10^2 kPa) pentru loessuri specifice;

$p^n = 0{,}7 \ldots 1{,}0$ daN/cm² (10^2 kPa) pentru pămînturi loessoide, cu excepţia argilelor prăfoase loessoide;

$p^n = 1{,}1 \ldots 1{,}5$ daN/cm² (10^2 kPa) pentru argilele prăfoase loessoide.

La alegerea presiunii normate se va ţine seama de sensibilitatea la umezire a pămîntului şi de tasările admisibile pentru construcţia proiectată.

Pentru evitarea tasărilor sub influenţa umezirii pămînturilor de fundaţie compactate superficial sau în cazul prevederii unor perne de pămînt sub construcţie se impune respectarea condiţiei;

$$p_{\sigma g} + p_{f_2} < p_{adm} \qquad (12.5)$$

în care: $p_{\sigma g}$ este sarcina geologică;

p_{f_2} — presiunea transmisă de fundaţie;

p_{adm} — presiunea structurală la umezire a pămîntului, la nivelul pînă la care se resimte efectul de compactare sau baza pernei.

În cazul unor solicitări excentrice la talpa de fundare a construcţiilor aşezate pe pămînturi loessoide compactate sau perne de pămînt, presiunile normate arătate se pot majora de 1,2 ori.

În situaţia cutremurelor nu este recomandabilă suprapunerea solicitărilor seismice cu cele provocate de prăbuşirea pămîntului, mai ales cînd acestea depăşesc 40 cm. Pentru tasări de acest ordin, ranforsările care se impun sînt suficiente pentru ca să nu se producă degradări la cutremure, mai ales la construcţiile reduse din cadrul amenajărilor hidroameliorative.

În majoritatea cazurilor, solicitările la talpa construcţiilor respective, hidroameliorative, se limitează la 200 ... 400 kN pe fiecare coloană, iar încărcarea fundaţiilor continue se cuprinde între 50 şi 80 kN/m·l. Pentru astfel de sarcini cu pămînturi sensibile la umezire de tip A, este suficientă în majoritatea cazurilor îmbunătăţirea terenului de fundaţie prin pilonare cu maiul greu sau realizarea unor perne de pămînt. Prin aceste procedee se transmit asupra pămîntului aflat în stare naturală, sarcini inferioare rezistenţei structurale la umezire.

În cazul tipului B, cu pămînturi sensibile la umezire dezvoltate pe grosimi mari, prevederea unor fundaţii de adîncime şi în frecvente cazuri anihilarea caracteristicilor de prăbuşire sînt neraţionale la construcţiile din sistemele hidroameliorative. În această situaţie se adoptă măsuri

complexe, cu îmbunătățirea parțială a pămînturilor și adoptarea în paralel a unor procedee care să asigure o exploatare normală a construcțiilor.

Prin aceste măsuri se urmărește posibilitatea mulării fundațiilor inclusiv a construcțiilor pe patul de fundare afectat prin tasări, realizarea unor rigidizări spațiale ridicate și asigurarea funcționării obiectivelor în timpul desfășurării sau după amortizarea fenomenelor legate de înmuierea pămînturilor.

O primă măsură este secționarea construcțiilor prin rosturi de tasare, prevăzute la distanțe cuprinse între 20 și 40 m în punctele cu schimbări ale sarcinilor și înălțimilor construcțiilor sau unde se înregistrează modificări marcante ale situației geologice.

Rigidizarea se obține prin centuri și diafragme din beton armat, utilizarea prefabricatelor din beton armat, adoptarea unor sisteme nedeformabile la tasări, pozarea vanelor, stăvilarelor și a altor elemente mobile ale construcțiilor în cadre rigide, pentru ca buna lor funcționare să nu fie stînjenită în eventualitatea tasărilor neuniforme. La tasări anticipate mai mari, părțile superioare ale construcțiilor trebuie supraînălțate cu un spațiu de siguranță, care să depășească tasarea posibilă și se adoptă forme în plan cît mai simple. În cazul unor tasări posibile accentuate și construcții mici, se poate pune problema executării acestora din elemente prefabricate, ușor demontabile, care să permită refacerea ușoară a oricăror degradări.

În paralel cu măsurile constructive arătate, aplicate în majoritate la construcțiile amplasate pe depozite de tip B, se urmărește, după cum s-a mai menționat, realizarea de tasări cît mai reduse și în acest scop se au în vedere următoarele măsuri mai importante:

a. Se prevăd sisteme de fundare care transmit terenului solicitări cît mai reduse, astfel ca tasările totale să nu depășească limitele admisibile pentru construcțiile avute în vedere.

b. În același scop de reducere a tasărilor se poate executa fie o compactare de suprafață cu maiuri grele, fie că se realizează perne din pămînturi îndesate, sau aceste două metode se combină.

c. Neuniformitatea posibilă a tasărilor în cazul existenței unui emisar de apă, de exemplu un canal în imediata vecinătate a uneia din laturile construcției, se previne prin mărirea distanței dintre acestea (construcția și emisarul de apă) la 2 ... 3 ori grosimea stratului de pămînt sensibil la umezire, dacă în adîncime există un pat drenant. O altă măsură, în locul măririi distanței de la sursa de apă la construcție, în vederea uniformizării tasărilor este prevederea sub fundație, în calea curentului de infiltrație, a unui pat drenant, care să asigure răspîndirea apelor sub toată construcția. În acest fel se evită lăsarea apelor de infil-

tratie un timp mai îndelungat numai într-o zonă marginală a construcției și se asigură un regim de tasări mai uniform. În general, valoarea neuniformității tasărilor poate ajunge la cca 1/3 din valoarea tasărilor totale la construcțiile obișnuite.

În afara celor arătate, la unele construcții hidrotehnice este recomandabilă luarea în considerare a măsurilor verificate în practica noastră și anume:

1. În cazul unor pămînturi macroporice de tip A, cu grosimi pînă la cîțiva metri și construcții sensibile la tasări, se impune coborîrea fundațiilor pînă la baza pămînturilor sensibile la umezire. Așezarea construcțiilor pe complexul loessoid este posibilă dacă presiunea exercitată la talpa de fundare nu depășește presiunea structurală la umezire.

2. În cazul pămînturilor loessoide de tip B, cu grosimi mai mari de 6 ... 8 m, alegerea soluției depinde de rezultatele unor calcule tehnico-economice prin care să se compare o serie de măsuri posibile, din care cele mai caracteristice sînt arătate în continuare.

3. Pentru grosimi de pămînturi sensibile la umezire pînă în jur de 14 ... 15 m se poate pune problema fundațiilor de adîncime cu puțuri sau piloți.

4. Tot în cazul unor grosimi ale pămînturilor sensibile la umezire pînă în jur de 14 ... 15 m se poate efectua o compactare de adîncime prin piloți de pămînt sau tratare chimică.

5. Dacă pămînturile insensibile la umezire se dezvoltă pe grosimi mai mari de 14 ... 15 m executarea fundațiilor de adîncime devine greoaie și în această situație se ridică problema compactării pămînturilor prin umezire prealabilă.

6. În cazul așezării construcțiilor pe fundații de adîncime, coborîte pînă la patul insensibil al complexului loessoid, se impune luarea în considerare a urmărilor provenite din tasarea terenului înconjurător și a celui de sub talpa fundației care rămîne nemișcată. La construcțiile care rețin apa, vor fi luate măsuri de preîntîmpinare a scurgerilor de apă prin zonele de pămînturi afînate aflate la contactul dintre elementele constructive netasate și terenul învecinat tasat, și vor trebui astupate golurile ce se produc eventual sub fundații. În practica noastră, în radierele construcțiilor respective se lasă ștuțuri, prin care se pot face injecții cu lapte de ciment pentru astuparea golurilor survenite, care și-au dovedit eficacitatea într-o serie de cazuri.

7. La racordarea diferitelor conducte așternute pe pămînturi tasabile cu elemente constructive ce rămîn nemișcate, de exemplu stații de pompare așezate pe fundații de adîncime, se impune luarea de măsuri corespunzătoare: se prevăd la contacte racorduri sistem burduf care permit diferențe de tasări, conductele de acces în stații lăsîndu-se flexi-

bile pe o distanță mai mare etc. Măsurile enumerate s-au comportat conform așteptărilor la construcțiile unde au fost prevăzute, independent de diametrul pînă la 1 m al conductelor și ordinul a zecilor de centimetri, diferențe de tasare dintre suprafața terenului și construcții.

8. Datorită afectării terenurilor loessoide prin tasări, la calculul stabilității hidrodinamice ale acestora sub influența apelor de infiltrație, în zona construcțiilor de reținere a apelor, se impune luarea unui coeficient de siguranță de două ori mai mare față de cazul construcțiilor similare amplasate pe pămînturi cu o aceeași compoziție granulometrică, dar netasabile.

În general, la proiectarea construcțiilor hidrotehnice, se impune luarea în considerare a ineficacității combaterii infiltrațiilor de apă în pămînt. În această situație, construcțiile proiectate vor trebui să preia prăbușirea pămîntului sub influența umezirilor și astfel se impune ca prin studii să fie precizate tasările totale, ritmul desfășurării și gradul lor de neuniformitate etc.

În unele cazuri apare economic procedeul admiterii unor degradări reduse ale construcțiilor într-o fază inițială a exploatării în urma prăbușirii pămînturilor, fără a se periclita funcționalitatea și stabilitatea obiectivelor. După amortizarea tasărilor se fac reparațiile necesare, prevăzute în devizul lucrărilor, evitîndu-se astfel procedee greoaie și scumpe ce s-ar fi impus în situația evitării de la început a degradărilor.

În cazul unor construcții ce nu permit tasări mai mari și care sînt amplasate în zone cu terenuri de tip B, în majoritatea cazurilor, se impune anihilarea sensibilității la umezire prin piloți de pămînt sau înmuiere prealabilă.

12.5. COMPACTAREA CU MAIURI GRELE A PĂMÎNTURILOR SENSIBILE LA UMEZIRE

Îmbunătățirea pămînturilor slabe din fundații prin pilonare cu maiuri grele va fi examinată sub o formă generală la capitolul 13, în cadrul prezentului subcapitol urmînd să fie abordate numai o serie de aspecte specifice legate de aplicarea acestui procedeu la executarea fundațiilor pe terenuri sensibile la umezire.

Pentru a se obține randamente mai ridicate la operațiile de pilonare, este necesar ca pămîntul să prezinte o umiditate optimă, deoarece prin nerespectarea condiției respective se micșorează grosimea stratului compactat. După cum s-a putut constata experimental, în cazul micșorării umidității cu cca 4% față de cea optimă, grosimea stratului compactat se reduce cu cca 25%.

Umiditatea optimă de compactare (w_{opt}) se determină conform STAS 1913/12-73 și poate fi aproximată cu formula:

$$w_{opt} = w_p + (1 \dots 3)\% \tag{12.6}$$

în care: w_p este limita de frămîntare a pămîntului determinată conform STAS 1913/1-76 (Determinarea limitelor de plasticitate).

Dacă $w_{opt} - w_{natural} > 3\%$, aducerea masei de pămînt la umiditatea optimă se poate face adăugîndu-i o cantitate de apă Δ_w (m^3) calculată cu formula:

$$\Delta_w = \eta \frac{\gamma_d (w_{opt} - w)}{100\ \rho_w} V(m^3) \tag{12.7}$$

în care: η este coeficient pentru compensarea pierderilor de apă (prin evaporare etc.), a cărui valoare se ia 1,1 ... ... 1,25, funcție de anotimp;
γ_d — greutatea volumică în stare uscată a pămîntului;
ρ_w — densitatea apei = 1;
w_{opt} — umiditatea optimă, de compactare;
V — volumul de pămînt care trebuie compactat;
w — umiditatea naturală.

În general, operațiile de compactare se efectuează pînă la un anumit grad pus în evidență prin coeficientul de compactare:

$$K = \frac{\gamma_{d\,ef}}{\gamma_{d\,max}} \tag{12.8}$$

în care: $\gamma_{d\,ef}$ este greutatea volumică uscată ce se realizează efectiv;
$\gamma_{d\,max}$ — greutatea volumică maximă posibil de realizat în cazul respectării umidității optime.

Diapazonul de variație a greutăților volumice și umidităților respective se stabilește cu ajutorul curbelor de corelație dintre densități și umidități rezultate în funcție de încercările cu dispozitivul Proctor.

Asupra compactării, în afară de umiditate, influențează o serie de alți factori și anume: greutatea și diametrul maiurilor, regimul de batere, lățimea suprafeței prevăzute pentru amenajare, carcteristicile fizico-mecanice ale pămînturilor etc.

Prin sporirea greutății și înălțimii de cădere a maiurilor se realizează o sporire efectivă a grosimii straturilor de pămînt compactate. În practica lucrărilor hidroameliorative, funcție de utilajele curente disponibile, se poate conta pe o grosime a straturilor compactate de cel mult 2 ... ... 3 m. Este bine ca presiunea statică realizată de mai pe suprafața de contact cu pămîntul să fie de cel puțin 0,15 ... 0,20 daN/cm².

Între grosimea stratului compactat h și diametrul maiului d s-a putut stabili relația:

$$h = k \cdot d$$

în care: k este coeficient de proporționalitate, avînd valorea de cca 1,8 pentru prafuri nisipoase argiloase și 1,5 la argile.

S-a constatat experimental că prin dublarea diametrului d, în loc de 1,2 m la 2,4 m, grosimea stratului compactat se mărește de cca 2,5 ori.

Operațiile de batere se realizează pe fîșii cu lățimea de 0,9 d, urmînd ca fîșiile să se suprapună pe 0,1 d. Numărul de lovituri în același loc este de 2... 3 și stratul superficial de cca 7 ... 10 cm, afînat din cauza bătătoririi, se compactează suplimentar cu lovituri ușoare de mai, prin căderi de la 0,5 ... 1,0 m.

Greutatea volumică în stare uscată medie necesară a fi realizată prin compactare la pămînturile loessoide variază între 1,65 și 1,75 t/m³ și se limitează la 1,6 t/m³ la baza stratului îndesat.

Suprafața de compactat nu se excavează pînă la cota finală, lăsîndu-se un spațiu care urmează a se denivela și a cărui grosime se determină cu formula:

$$\Delta h = \left(1 - \frac{\gamma_d}{\gamma'_d}\right) h_{comp} \cdot m \qquad (12.9)$$

în care: γ_d este greutatea volumică uscată a pămîntului înaintea compactării;

γ'_d — greutatea volumică uscată a pămîntului compactat;

h_{comp} — grosimea stratului de pămînt afectată prin compactare;

m — coeficient, avînd valorile 1,2 dacă bateriile se efectuează într-un singur șir, 1,1 la bateri în două șiruri și 1 la un număr sporit de șiruri.

Anterior execuției propriu zise, trebuie efectuate lucrări de batere experimentale, în pozițiile cele mai caracteristice, pentru stabilirea denivelării necesare, numărului de lovituri, grosimii de îndesare posibil de realizat, cantității de apă necesare de adăugat în vederea obținerii w_{opt} etc. Dimensiunile sectorului experimental prezintă laturile de minimum (6 × 4) d și în perimetrul respectiv se prevăd țăruși martor, la care se determină denivelările după fiecare două lovituri, datele respective trebuind reprezentate grafic. După terminarea operațiilor de batere, în centrul suprafeței îndesate se execută un șanț cu adîncimea de minimum 2 · d, din care se recoltează probe la fiecare 0,25 ... 0,5 m în vederea determinării greutății volumice, umidității și caracteristicilor mecanice. În cazul nerecoltării de probe monolit mai mari, în vederea

stabilirii caracteristicilor mecanice, acestea se pot aprecia cu ajutorul tabelelor 12.4 și 12.5 ([16]).

Tabelul 12.4

Caracteristicile de tăiere ale pămînturilor compactate ([16])

Caracteristicile pămîntului compactat	K/γ_d		
	0,93/1,6	0,96/1,7	0,97/1,8
Coeziune c, MPa	0,055/0,025	0,075/0,035	0,10/0,045
Unghiul de frecare interioară Φ°	28/24	30/25	32/26

Observații referitoare la tabelul 12.4 Semnificația lui k este dată la formula 12.8; γ_d este greutatea volumică uscată; la numitor sînt trecute valorile c și Φ corespunzătoare prafurilor argiloase loessoide avînd gradul de saturație $s \leqslant 0,5$ pentru $k = 0,97$, iar la numitor, aceleași valori la pămînturile saturate cu $S \geqslant 0,8$

Tabelul 12.5

Modulii de deformație preliminari la pămînturile loessoide compactate pînă la realizarea coeficientului $K = 0,93 \ldots 0,95$ ([16])

Pămîntul compactat	Modulul de deformație M (MPa) la	
	o umiditate apropiată de w_{opt}	saturație
Prafuri nisipoase	20	15
Prafuri argiloase	25	20

Dimensiunile în plan ale suprafețelor compactate depind de scopul urmărit prin efectuarea bateriilor, forma fundațiilor, sarcinile și alți factori.

Dacă se urmărește numai anihilarea caracteristicilor de prăbușire, lățimea b_c și lungimea l_c ale suprafețelor compactate se stabilesc cu formulele:

$$b_c = b + 0,5(b - d) \tag{12.10}$$

$$l_c = l + 0,5(b - d) \tag{12.11}$$

în care: b și l sînt lățimea și lungimea fundației, iar d adîncimea acesteia.

Dacă scopul compactării este realizarea unui ecran, pentru prevenirea infiltrațiilor de apă în masa pămînturilor, se vor realiza depășiri de minimum 1 . . .2 m a zonelor bătătorite față de conturul fundațiilor.

După efectuarea operațiilor de compactare, se impune verificarea gradului de îndesare realizat și a grosimii zonei de compactare obținută. În această privință se vor avea în vedere prevederile din STAS 8316-77 și ale celor din normativul P.7-77.

12.6. EXECUTAREA PERNELOR DIN PĂMÎNTURI COMPACTATE ÎN AMPLASAMENTELE CU TERENURI SENSIBILE LA UMEZIRE

În cadrul prezentului subcapitol, metoda pernelor de pămînt va fi examinată numai prin prisma prezenței formațiunilor sensibile la umezire. În rest o serie de alte aspecte vor fi prezentate la capitolul 13.

Metoda cu pernele de pămînt înlocuiește în dese cazuri sistemul de batere cu maiuri grele, cînd acesta nu se poate aplica din cauza lipsei de utilaj potrivit, cînd umiditatea ridicată a pămîntului nu permite îndesarea sa sub acțiunea sarcinilor dinamice și atunci cînd este necesară realizarea îmbunătățirii pămînturilor pe o grosime mai mare. Dezavantajul metodei constă în costul ridicat față de cel al compactării de suprafață.

În practica noastră a lucrărilor hidroameliorative, metoda respectivă a fost aplicată în amplasamentele cu pămînturi loessoide de tip A în vederea anihilării aproape în întregime a sensibilității la umezire. În cazul pămînturilor de tip B dimensionarea pernelor s-a efectuat în funcție de tasările admisibile pentru construcțiile avute în vedere și în consecință acest procedeu a fost posibil în majoritatea cazurilor numai în amplasamentele cu pămînturi loessoide avînd grosimi pînă la 12 ... 14 m.

Documentația în baza căreia se execută pernele de pămînt compactat trebuie să cuprindă indicații referitoare la:

— tehnologia de execuție;
— presiunea admisibilă la talpa de fundare;
— grosimea și dimensiunile în plan;
— natura pămîntului întrebuințat;
— umiditatea optimă de compactare;
— gradul de compactare, atît al pernei, cît și al pămîntului natural peste care acesta se așterne.

Pentru lucrările mai importante se impune determinarea precisă a parametrilor compactării, funcție de utilajele alese, pe piste experimentale.

Alegerea materialului de construcție pentru realizarea pernelor este impusă de pămînturile respective disponibile în zonă sau care pot fi procurate în condițiile cele mai economice.

Suprafața pernei la contactul cu terenul natural, astfel ca să nu fie depășită capacitatea sa portantă, se poate determina cu formula:

$$S = \frac{P}{10\alpha(p_f - p_n)} \qquad (12.12)$$

în care: S este suprafața pernei la contactul cu terenul natural;
P — este suma tuturor forțelor verticale, exprimată în tone, care acționează fundația construcției;
α — coeficientul de difuzare a eforturilor suplimentare, la nivelul de așternere al pernei;
p_f — presiunea exprimată în daN/cm² (10^2 kPa) exercitată de fundație;
p_n — presiunea exprimată în daN/cm² (10^2 kPa), dată de sarcina geologică la nivelul superior al pernei ([17]).

Valoarea coeficientului α se determină cu formula:

$$\alpha = \frac{p_t - p_{n_2}}{p_f - p_n} \qquad (12.13)$$

în care: p_t este presiunea realizată la baza pernei, în daN/cm² (10^2 kP)
p_{n_2} — sarcina geologică la baza pernei, în daN/cm² (10^2 kPa);
p_f, p_n — aceeași semnificație ca în formula 12.12.

În cazul construcțiilor puțin sensibile la tasări și cînd capacitatea portantă a terenului natural nu este depășită, grosimile pernelor se pot reduce, limitîndu-se însă la cel puțin 1,0 m. În general, în acest caz grosimea pernei se poate determina cu formula:

$$h_p = \frac{p_n - p_2}{p_2} \cdot b \qquad (12.14)$$

în care: p_n este presiunea normată la talpa de fundare, în daN/cm²;
p_2 — presiunea convențională a pământului natural la nivelul de așternere al pernei, în daN/cm² (10^2 kPa);
b — lățimea pernei, în cm ([17]).

În cazul utilizării pământurilor cu umidități optime, îndesarea se realizează la un număr de cca 10 treceri ale utilajului de compactare. La creșterea umidității numărul de treceri se micșorează, dar în schimb nu este posibilă realizarea unei stări de îndesare maximă, așa cum se poate constata în situația umidității optime. Este important să se menționeze însă, că această stare cu greutăți volumice mai scăzute se poate anticipa prin proiectare, luîndu-se măsuri corespunzătoare. Așa cum s-a arătat prevederea de sisteme constructive capabile să reziste la terenuri ceva

mai slabe revine deseori mai rațională și economică față de condiția respectării necondiționate a principiului umidității optime. Influența greutății volumice a prafurilor argiloase loessoide asupra caracteristicilor de compresibilitate rezultă din graficul prezentat în figura 12.4 cu ajutorul căruia se poate aproxima starea de îndesare necesară a fi obținută astfel ca tasările să poată fi preluate de construcție.

La umidități prea ridicate se întîmpină însă greutăți la trecerea utilajului de compactare și pentru evitarea unor astfel de situații nu trebuie depășită umiditatea limită dată de expresia:

$$w_{cx} \leqslant w_P + k_w \cdot I_p \qquad (12.15)$$

în care: w_P este limita de frămîntare;

k_w — coeficientul umidității ridicate, avînd valorile 0,6 la pămînturile cu $I_p = 0{,}07 \ldots 0{,}08$ și 0,3 în cazul $I_p = 0{,}15 \ldots 0{,}17$;

I_p — indicele de plasticitate ([16]).

La pămînturile uscate efortul de compactare este mai ridicat, fiind astfel recomandabilă umezirea pămînturilor puse în operă. Această operație trebuie efectuată în carieră și cantitatea de apă se stabilește cu formula 12.7.

Pămîntul se așterne în operă sub formă de straturi, care se nivelează cu buldozerele, urmînd neîntîrziat operația de compactare pînă la obținerea stării de îndesare necesară.

Pentru compactarea pernelor din pămînturi prăfoase-argiloase-nisipoase pot fi utilizați: cilindrii cu crampoane, cilindrii cu pneuri, compresorii netezi și maiurile mecanice. Cilindrii cu crampoane compactează straturi pe o grosime egală cu lungimea cramponului (20 . . . 40 cm). La ieșirea din pămînt a crampoanelor, acestea au tendința de a afîna stratul din suprafață, din care cauză, pentru finisare se realizează, o compactare cu cilindrul neted. Cilindrii cu pneuri, în comparație cu cei netezi, la care presiunile pe teren sînt mai concentrate, asigură o repartiție mai uniformă a presiunilor, menținînd un timp mai îndelungat apăsările maxime asupra terenului, fapt care permite realizarea compactării în condiții mai bune. În cazul utilizării maiurilor, pot fi avute

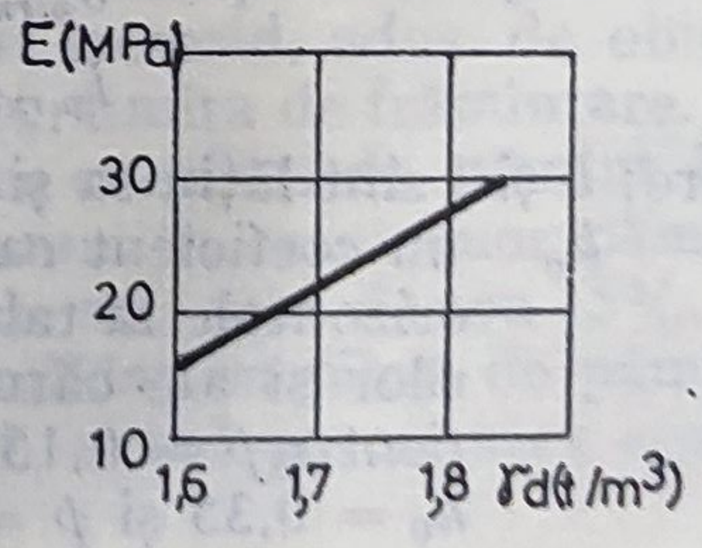


Fig. 12.4 — Grafic de corelație între modulul de deformație liniar E și greutatea volumică γ_d a scheletului mineral la prafurile argiloase loessoide compactate

în vedere recomandările anteriare de la 12.5 în legătură cu pilonarea pămînturilor ([27]).

Presiunea admisibilă pe talpa de fundare depinde în cea mai mare măsură de natura pămîntului peste care este așezată perna. Astfel, în cazul unor straturi insensibile la umezire și în același timp caracterizate prin capacitate portantă ridicată la baza pernelor, presiunea convențională la talpa de fundare poate fi ridicată pînă la $p = 3$ daN/cm^2 (10^2 kPa) și chiar mai mult. În această privință se poate menționa cazul unor construcții prevăzute pe perne nisipoase în grosime de 1 m, așezate pe pămînturi loessoide în grosime de 7 . . . 8 m, cu talpa la adîncimea de 5 m față de nivelul terenului, pentru care s-a luat presiunea convențională $p = 3$ daN/cm^2 (10^2 kPa) ([10]).

Dacă pămînturile de la baza pernelor sînt slabe și pronunțat compresibile, trebuie realizate presiuni reduse, care să determine tasări cît mai mici și în același timp să nu afecteze capacitatea portantă a terenurilor respective. În cazul unor pămînturi macroporice sensibile la umezire, la baza pernelor trebuie realizate presiuni în terenul natural inferioare celor structurale la umezire, sau, în general, să se producă solicitări reduse care să provoace tasări puțin sensibile.

Presiunea la talpa fundațiilor așezate pe perne de grosime minimă 50 cm, în condiția evitării prăbușirilor la umezire este dată de formula:

$$p = p_s\left(\frac{h}{b} + 1\right) \tag{12.16}$$

în care: p_s este presiunea structurală la umezire;
h — grosimea pernei;
b — lățimea fundației ([16]).

Dimensiunile în plan ale pernelor se stabilesc funcție de forma fundațiilor, solicitarea asupra pămîntului, condițiile de execuție etc.

Dacă pernele trebuie să oprească eventualele infiltrații de apă în pămînt, este necesar ca acestea să depășească cu cel puțin 1,5 m marginea fundațiilor.

Cînd prin realizarea pernelor se urmărește numai micșorarea tasărilor, dimensiunile în plan se pot determina cu formulele:

$$b_{pernă} = b \cdot (l + 2k_0) \tag{12.17}$$

$$l_{pernă} = l + b \cdot 2k_0 \tag{12.18}$$

în care: b și l sînt lățimea și respectiv lungimea fundației;
k_0 un coeficient care ține seama de caracterul deformațiilor orizontale la talpa fundației ce se produc în urma prăbușirilor și ale cărui valori sînt:
pentru $p = 0{,}15$ ... $0{,}2$ MPa, $k_0 = 0{,}3$; $p = 0{,}25$ ... $0{,}3$ MPa, $k_0 = 0{,}35$ și $p = 0{,}35$ ... $0{,}4$ MPa, $k = 0{,}4$ ([16]).

În paralel cu executarea pernelor se impune verificarea calității acestora prin prelevare de probe corespunzătoare. După așternerea în operă și compactarea fiecărui strat, se verifică greutățile volumice realizate și umiditatea pămîntului. În cazul unor straturi de maximum 30, cm grosime, verificările se efectuează în partea de mijloc a acestora iar în cazul unor grosimi mai mari, la adîncimi de (2/3 ... 3/4) din grosimea straturilor, față de suprafață. Punctele de prelevare a probelor se aleg uniform pe suprafața pernei, cu o densitate de una verificare la fiecare 100 . . . 200 m².

12.7. CONSOLIDAREA DE ADÎNCIME A PĂMÎNTURILOR SENSIBILE LA UMEZIRE PRIN PILOȚI DE PĂMÎNT

În vederea micșorării compresibilității și anihilării sensibilității la umezire a pămînturilor macroporice în grosimi de maximum 12 ... 15 m se utilizează cîteodată procedeul de consolidare în adîncime prin piloți de pămînt. Metoda respectivă poate asigura înlăturarea completă a sensibilității la umezire numai atunci cînd masivul consolidat cuprinde toată grosimea straturilor susceptibile la prăbușire în contact cu apa sub fundații și în exteriorul construcțiilor pe lățimea necesară asigurării stabilității la cedarea laterală.

În cazul lucrărilor de irigații, desfășurate în ultimii ani pe suprafețe de sute de mii hectare, compactarea cu piloți nu s-a aplicat dintr-o serie de motive dintre care cele mai importante sînt: lipsa utilajelor potrivite în dotarea întreprinderilor de construcție, nerentabilitatea procurării și deplasării acestor utilaje grele pe șantiere izolate cu volume mici de pămînt necesar a fi compactat, punerea la punct a unor alte metode de lucru mai simple, executarea de construcții capabile a prelua tasările inegale etc.

Acest procedeu constă din executarea de foraje prin baterea cu un utilaj de percuție, dornuri și bare grele de 1,2 ... 1,5 tone, în procesul de confecționarea cărora pămîntul se îndeasă lateral, în felul acesta consolidîndu-se. În țara noastră se utilizează pentru operațiile respective utilaje tip Galați, sau excavatoare dotate cu echipament special.

Forajele rezultate se umplu cu pămînt loessoid, adus de obicei la o umiditate care depășește cu cca 2 . . . 3%, limita de frămîntare.

Consolidarea pămînturilor macroporice cu piloți de pămînt bătuți executați prin percuție, este aplicabilă numai în cazul unor pămînturi uscate caracterizate prin umidități naturale mai mici de cca 15%.

Presiunea admisibilă pe terenul consolidat cu piloți de pămînt se ia ca pentru un pămînt prăfos insensibil, avînd porozitatea egală cu valoarea limită obținută prin îndesare.

Diametrul piloților de pământ poate varia între 20 și 60 cm.

Executarea unor piloți cu diametru mic este neeconomică, iar cei cu diametrul mare necesită un utilaj foarte puternic și creează o neuniformitate accentuată a porozității terenului compactat. Pentru utilajul avut la dispoziție în țara noastră diametrul cel mai avantajos din punct de vedere tehnico-economic este de cca 40 cm.

Proiectarea compactării cu foraje de pământ include stabilirea următoarelor date:

— diametrul forajului (d_f);

— adîncimea de compactare (h_c);

— distanța dintre axele forajelor (l);

— lățimea zonei de gardă;

— cantitatea de pământ (G) necesară pentru umplerea găurii de foraj, determinată experimental;

— numărul de lovituri (N) necesar pentru compactarea unei porții de pământ, care , de asemenea, se stabilește experimental;

— cariera de pământ și caracteristicile geotehnice ale acestuia.

Diametrul forajului depinde de dimensiunile berbecului folosit pentru percuție, care, așa după cum s-a arătat, pentru utilajele din țară, este de cca 40 cm.

Orientativ, distanța dintre centele forajelor se stabilește în funcție de condiția realizării pe întregul masiv consolidat a une densități corespunzătoare. În linii generale zona de pământ îndesată în jurul utilajului de percuție cu diametrul d, ajunge la $(2{,}5 \ldots 4{,}0)d$. Greutățile volumice uscate maxime se realizează în imediata vecinătate a piloților, unde ajung la $\gamma_d = 1{,}85 \ldots 1{,}90$ t/m³ și scad în lături, așa cum se poate vedea în figura 12.5. ([16]).

Greutatea volumică medie uscată a pămînturilor macroporice compactate de tip A, se poate indica $\gamma_d = 1{,}65$ t/m³, iar la cele de tip B, $\gamma_d = 1{,}65$ t/m³ în jumătatea superioară a stratului compactat și $\gamma_d = 1{,}70$ t/m³ în partea inferioară a acestui strat.

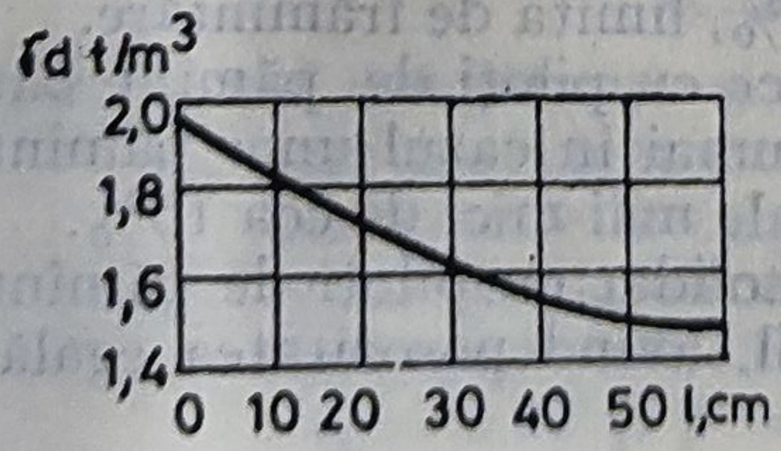


Fig. 12.5 — Variația greutății volumice uscate a pământului, lateral față de pereții forajului

Distanța l, în m, dintre centrele forajelor se determină pe baza formulei ([26]):

$$l = 0{,}95\, d_f \sqrt{\frac{\rho_{dm}}{\rho_{dm} - \rho_d}}. \qquad (12.19)$$

în care: ρ_{dm} este densitatea medie în stare uscată a pămîntului compactat (greutatea volumică în stare uscată);

ρ_d = densitatea medie în stare uscată a pămîntului natural (greutatea volumică în stare uscată).

Orientativ în tabelul 12.6 sînt date distanțele l dintre axele forajelor funcție de greutatea volumică uscată a pămîntului compactat și a celui în stare naturală.

Tabelul 12.6

Distanța dintre axele piloților de pămînt ([16])

Greutatea volumică medie uscată a pămîntului compactat, t/m³	Distanța dintre axele piloților de pămînt corespunzătoare greutăților volumice medii uscate a terenului în stare naturală, γ_d t/m³					
	1,22	1,30	1,36	1,40	1,46	1,51
1,65	1,9 d_f	2,1 d_f	2 ,2 d_f	2,5 d_f	2,8 d_f	3,3 d_f
1,70	1,8 d_f	2,0 d_f	2,1 d_f	2,3 d_f	2,5 d_f	2,9 d_f
1,75	1,7 d_f	1,9 d_f	2,0 d_f	2,1 d_f	2,3 d_f	2,6 d_f

De obicei, piloții de pămînt se dispun în plan după o rețea regulată cu ochiuri în formă de triunghi echilateral avînd latura l determinată cu formula 12.19. Acestei dispoziții îi corespunde distanța de 0,5 l. după o direcție, respectiv $\frac{3}{4}\, l = 0{,}87\, l$, după cealaltă direcție.

Dimensiunile suprafeței compactate cu piloți de pămînt vor depăși în plan dimensiunile tălpii fiecărei fundații cu o lățime (zonă de gardă) egală cu cea mai mare din valorile;

— $b\eta$ unde b este latura fundației iar η un coeficient ce se admite 0,50 pentru fundații continui și izolate, iar pentu radiere 0,35;

— $\frac{h_c - 3b}{6}$ unde h_c este adîncimea de pămînt îmbunătățit, măsurată de la talpa fundației.

Pentru pămînturile macroporice de tip B, lățimea zonei de gardă atît în jurul fundațiilor, cît și în jurul conturului exterior al construcției va fi de minimum 1/3 din grosimea depozitelor sensibile la umezire, măsurată de la nivelul tălpii fundațiilor.

În toate cazurile lățimea zonei de gardă va fi de minimum 1,5 m ([26]).

Pentru a se evita încărcarea masivului de pământ compactat, datorită frecării cu masa de pământ învecinată ce se tasează, K r u t o v: recomandă următoarele extinderi în plan față de perimetrul construcțiilor

— în amplasamentele cu pământuri macroporice de tip A-0,2 $\cdot b$ și cel puțin 0,8 m, iar în cazul unor construcții grele izolate 0,3 $\cdot b$, dar nu mai mult de 0,4 $\cdot h_c$;

— în cazul pământurilor de tip *B*, 0,2 $\cdot h_c$.

Lățimea totală a zonei de pământ amenajată prin piloți va trebui să fie de minimum 0,2 $\cdot h_c$ la pământurile de tip A și 0,5 $\cdot h_c$ la cele de tip B ([16]).

Cantitatea de pământ compactat necesară pentru umplerea unui metru liniar de foraj se stabilește cu formula:

$$G = k \cdot A \cdot \gamma_{dc} \cdot \left(1 + \frac{w}{100}\right), \text{ kN} \qquad (12.20)$$

în care: A este secțiunea forajului de diametru d_f;
k — coeficient cu valorile 1,1 pentru loessuri argiloase și 1,4 la loessuri prăfoase și nisipoase;
γ_{dc} — greutatea volumică medie uscată a pământului din foraj — pilot — ce se admite de obicei 1,9 t/m³;
w — umiditatea pământului introdus în foraj.

Independent de numărul forajelor, profilele de amplasare ale acestora trebuie să fie de minimum 3 după direcția longitudinală și transversală față de construcție. Primul șir de foraje urmează a se realiza la o distanță de minimum 0,5 $\cdot l$ față de marginea zonei amenajată, valoarea lui l fiind dată de formula 12.19.

Trebuie menționat că piloții se realizează intercalat: ei se bat peste unul, iar cei intermediari urmează în al doilea rînd, după terminarea, inclusiv umplerea cu pământ a primilor. La volume de lucrări mai mari, cu pământuri macroporice de tip B, se examinează oportunitatea utilizării în paralel a două utilaje de batere, unul pentru realizarea găurilor și altul pentru compactarea pământurilor introduse în acestea.

La stabilirea nivelului platformei de batere se va ține seama că, în general, la suprafață nu se obține o bună compactare, din cauza refulării pământului la execuția piloților. Grosimea acestei zone este egală cu de 3 ori diametrul forajului (circa 1,20 m).

Grosimea stratului superficial afînat prin batere se apreciază cu formula ([16]):

$$h_a = d_e \cdot k \qquad (12.21)$$

în care: d_e este diametrul efectiv al pilotului ce se admite mărit de cca 1,2 față de diametrul utilajului de percuție;

k — un coeficient de proporționalitate, care la prafuri nisipoase se ia 4, la prafuri argiloase 5 și argile 6.

În vederea evitării unei fundări directe pe zona slab compactată se efectuează o compactare de suprafață, sau se îndepărtează stratul respectiv prin executarea unei săpături generale. În fiecare din cele două cazuri trebuie ca sub talpa fundației, pe toată zona activă, să fie obținută o greutate volumică medie uscată:

$$\gamma_{dm} \geqslant 1{,}65 \text{ t/m}^3$$

Soluția de compactare cu piloți de pămînt proiectată, trebuie verificată experimental, înaintea începerii execuției propriu-zise, în vederea evitării eventualelor nepotriviri dintre:

— datele geotehnice folosite la proiectare și cele reale de pe teren;

— valorile datelor de proiectare și cele rezultate la execuție.

Executarea găurilor se începe prin lovituri rare, (7 ... 8)/min, cu înălțimi de cădere de cca 1 m, acest ritm menținîndu-se pînă la adîncimea de cca 1 ... 1,5 m. În continuare, berbecul este lăsat să cadă de la înălțimi din ce în ce mai mari și după ce gaura formată asigură ghidarea în pămînt a berbecului, realizarea acesteia continuînd prin batere cu frecvența de 55 lovituri pe minut.

Executarea forajelor se face fără adaos de apă, deoarece umezirile locale provoacă îndesări neuniforme în jurul coloanelor.

În cazuri accidentale, cu umidități locale mai ridicate ale pămîntului, superioare limitei de plasticitate, se procedează după cum urmează:

— dacă orizontul umed este situat la o adîncime pînă la 3 ... 4 m acesta se îndepărtează prin săpare;

— la adîncimi mai mari ale straturilor umede, străpungerea acestora se va realiza cu adaos de loess uscat, ciment sau praf de var.

Pentru străpungerea unor straturi argiloase de consistență ridicată, se va putea trece peste interdicția arătată privind umezirea pămîntului și se vor putea introduce cît cca 5 ... 6 litri de apă în prezența organului de supraveghere.

La confecționarea piloților se pot utiliza numai pămînturile prevăzute prin proiect și compactarea se va face în condițiile respectării umidității optime. Materialul — pămîntul — poate proveni din săpături de fundație, cariere sau dintr-un debleu oarecare, dacă prezintă umidități și caracteristici geotehnice corespunzătoare. Umiditatea poate deveni nepotrivită în urma unei insolări îndelungate sau datorită unor surse abundente de apă. În primul caz umiditatea se corectează prin stropire, pînă la atingerea valorii optime, cu condiția unei bune uniformizări a

umidității în masa de pămînt. În al doilea caz se procedează la o uscare naturală.

Cantitatea de pămînt introdusă în foraj se măsoară de fiecare dată cu ajutorul unui buncăr avînd volumul de 0,06 m³.

Compactarea cu piloți de pămînt este posibilă în orice anotimp cu respectarea condițiilor de umiditate. În perioade ploioase și iarna trebuie acordată o atenție deosebită umidității loessului utilizat, preferîndu-se amplasamentele neexpuse influenței negative a agenților externi.

În unele cazuri se impune realizarea unui pat mai rezistent la baza piloților. În acest caz la partea inferioară a acestora se introduce material macrogranular, nisip grosier, balast etc. pe grosimi de (0,8... ... 1,2) *d* care se compactează pînă la refuz, adică atunci cînd denivelarea înregistrată după 25 lovituri nu depășește 2 cm.

În trecut, într-o serie de cazuri s-au constatat tasări neprevăzute în amplasamentele îmbunătățite prin piloți, cauzele mai importante ale defecțiunilor respective fiind:

— neluarea în considerare a influenței tasărilor masei de pămînt învecinată cu amplasamentul tratat, așa cum s-a arătat, transmisă prin frecare;

— realizarea unor greutăți volumice la pămînturile îndesate, inferioare față de cele recomandate;

— defecțiunile de execuție.

La compactarea cu piloți de pămînt se va verifica respectarea prevederilor proiectului în timpul execuției, iar în final se va stabili gradul de compactare realizat, prin una din următoarele metode:

— procedeul prin cîntărire;

— metoda radiometrică;

— sondajele de penetrare statică.

12.8. COMPACTAREA PĂMÎNTURILOR DE FUNDARE PRIN UMEZIRE PREALABILĂ

Combaterea sensibilității la umezire și în ansamblu îndesarea formațiunilor macroporice prin umezire prealabilă, reprezintă o măsură eficace la amenajarea fundațiilor în amplasamentele cu astfel de terenuri.

Îndesarea pămînturilor macroporice sub influența greutății proprii la inundare, se poate manifesta de la o anumită adîncime față de suprafața terenului, datorită depășirii sub limita respectivă, prin solicitările create, a rezistenței structurale la umezire. În partea superioară, spre suprafața terenului, unde pămîntul rămîne în starea sa inițială cu o porozitate pronunțată, măsura de inundare prealabilă trebuie combinată

cu alte operații care să asigure îmbunătățirea întregului masiv solicitat de fundații: de exemplu baterea cu maiuri grele sau prevederea unor perne de pămînt.

Materialul de bază, în funcție de care se elaborează proiectul acestor operații, trebuie să cuprindă în mod obligatoriu rezultatele studiilor inginero-geologice, dimensiunile și caracteristicile construcțiilor avute în vedere, un plan de situație cu amplasamentele noilor obiective și a celor vechi existente în zonă, inclusiv rețelele de apă sau alte amenajări.

Eficacitatea operațiilor prevăzute se poate obține dacă se prevede o perioadă suficientă a inundărilor și se creează condiții optime de îndesare a pămîntului sub influența umezirii. În această privință o influență pozitivă se realizează prin prevederea în zona amplasamentului inundat a unor foraje drenante, care, în ansamblu, reduc durata timpului de inundare de circa 1,3 ... 1,6 ori, măresc tasarea suprafeței de 1,1 ... 1,4 ori și accelerează ritmul diminuării umidității pămînturilor în partea superioară a terenului, după întreruperea operațiilor de inundare.

Tasarea pămînturilor, sub influența greutății lor proprii, evoluează optim, dacă gradul lor de saturație creat prin inundare nu depășește $S = 0{,}75 \ldots 0{,}85$. În această situație caracteristicile de rezistență sînt minime, iar posibilitatea deformabilităților maxime este posibilă într-un timp mai scurt. O eventuală umplere completă a porilor pămîntului cu apă, care este posibilă în cazul unui grad de saturație mai ridicat, întîrzie considerabil evoluția tasării datorită greutății drenării și evacuării apei din masa pămîntului comprimat.

Se poate presupune că în cazul loessurilor din România, pentru grosimi ale acestora pînă la 6 . . . 8 m nu se produc tasări sensibile la umezire prealabilă; pentru grosimi pînă la 12 . . . 14 m tasările ajung la 15 . . . 40 cm și în continuare acestea pot crește în funcție de grosimea complexului loessoid (3).

Durata de umezire prealabilă în cazul neexecutării de foraje sau puțuri se poate aproxima cu formula:

$$T = K \cdot \frac{H}{K_{min}} \qquad (12.22)$$

în care: H este grosimea pămînturilor loessoide afectate prin inundare;

K_{min} — valoarea minimă a coeficientului de permeabilitate pe verticală a pămîntului în zona de inundare;

K — coeficient care ține seama de importanța lucrării și care prezintă valori cuprinse între 1,0 pentru construcțiile ușoare și 1,5 la cele mai mari și importante (39).

Durata de inundare prealabilă a pământurilor cu ajutorul forajelor sau puțurilor se stabilește prin formula:

$$T = 0{,}5 \cdot K_l \frac{L_0}{K_{min}^{oriz}} \tag{12.23}$$

în care: L_0 este distanța maximă între două foraje sau puțuri;
K_{min}^{oriz} — valoarea minimă a coeficientului de permeabilitate pe orizntală;
K_l — coeficient — 1,05 — 1,5 — funcție de importanța lucrării.

Cantitatea totală de apă Q necesară inundării fără foraje se determină cu formula:

$$Q = \frac{(0{,}8\, w_{sat} - w)\gamma_d}{100\, \rho_w}\left(V_1 + \frac{V_2}{2}\right) \tag{12.24}$$

în care: w_{sat} este umiditatea pământului în stare saturată, %;
w — umiditatea naturală medie a pământului;
γ_d — greutatea volumică medie uscată a pământului după tasarea produsă prin umezire, care în calcule se ia 1,54 t/m³;
ρ_w — densitatea apei, în t/m³, egală cu 1;
V_1 — volumul terenului în limitele incintei de inundare, în m³, egal cu suprafața incintei înmulțită cu grosimea stratului sensibil la umezire;
V_2 — volumul pământului din exteriorul perimetrului incintei inundate în limitele zonelor de răspîndire a apei; se consideră că unghiul de răspîndire în adîncimea este 45°.

Cantitatea de apă necesară inundării, în cazul utilizării forajelor sau a puțurilor, se determină cu formula:

$$Q = n \cdot \pi \cdot d \cdot l \cdot K^{oriz} \cdot T \tag{12.25}$$

în care: Q este cantitatea de apă, în m³;
n — numărul de foraje sau puțuri;
d — diametrul forajelor sau puțurilor, în m;
l — adîncimea forajelor sau puțurilor, în m;
K^{oriz} — coeficientul de permeabilitate al pământurilor pe orizontală, în m/zi;
T — timpul de inundare ([39]).

Este interesant de arătat că la o serie de construcții fundate pe straturi de loess în grosime de 12 ... 18 m, umezite în prealabil, s-a con-

statat că în cazul terminării acestora (construcţiilor) la un interval de 12 zile după turnarea apei pericolul tasărilor ulterioare s-a evitat; în cazul unui interval de 75 zile pentru execuţie ulterioară efectuării umezirii numai cca 50% din tasările potenţiale s-au amortizat, iar pentru un interval de 120 zile execuţie ulterioară umezirii, aceste tasări potenţiale au fost anihilate în proporţie de numai 20% ([8]). Astfel, rezultă că pentru perioade de execţie prelungite, efectul umezirilor prealabile în vederea anihilării compresibilităţii pământurilor sub influenţa sarcinilor construcţiei este practic neglijabil şi în consecinţă se impune fie efectuarea unei umeziri continue în timpul execuţiei, fie realizarea inundării după ce construcţia a fost ridicată şi exercită presiunea maximă asupra terenului de fundare.

Înainte de a se recurge la măsuri mai deosebite de inundare, pe parcurs sau sub o sarcină iniţială, trebuie avut în vedere faptul că la loessurile mai groase, de tip B, tasarea sub influenţa greutăţii proprii a pământului, care are o pondere mai mare, se consumă pronunţat la umectarea iniţială dacă aceasta este efectuată corect. În consecinţă, anihilarea arătată a efectului de umezire cauzată de întîrzierea procesului de execuţie, are influenţă în cea mai mare parte numai asupra tasărilor produse de sarcina construcţiilor. În general, se poate considera că o construcţie, care se poate adapta la un teren de fundare compresibil obişnuit şi sub talpa căreia nu se dezvoltă zone active pronunţate în masa complexului compresibil, rezistă bine la eventualele repetări ale inundării pământului.

Un factor important ce trebuie avut în vedere este lăţimea suprafeţei inundate, a cărei valoare B trebuie să depăşească grosimea stratului susceptibil la umezire H. Prin nerespectarea acestei condiţii se încetineşte ritmul tasării şi se măreşte adîncimea de la care începe prăbuşirea pământului sub influenţa greutăţii proprii. Faţă de cele arătate, dimensiunile în plan, lungimea L şi lăţimea B ale suprafeţei inundate trebuie să îndeplinească condiţiile:

$$B = b + 0{,}6 \cdot H; \quad L = l + H \tag{12.26}$$

în care: b este lăţimea, iar l lungimea construcţiei.

Adîncimea săpăturii în care se introduce apa este de cca 0,4 ... 1,0 m, fiind necesară îndepărtarea solului care este mai puţin permeabil. Dacă grosimea solului este mai mică de 0,4 m, devine mai economică încadrarea incintelor cu digulețe realizate din material local care să permită menţinerea unui strat de apă de circa 0,3 . . . 0,4 m grosime. Suprafaţa incintelor pentru inundare va fi plană cu pante de aproximativ 2%, neadmiţîndu-se denivelări mai mari de $\pm$ 5 cm. Pentru uşurinţa execuţiei, suprafeţele mai mari prevăzute pentru inundare, se împart în sectoare separate cu lungimi de 50 ... 100 m şi lăţimi 40 ... 50 m. Dacă spre

suprafața terenului se găsesc formațiuni argiloase, este obligatorie străpungerea acestora prin foraje cu diametrul de minimum 15 cm umplute cu material drenant.

În vederea evitării producerii de fisuri în urma tasărilor, este bine ca inundările să se efectueze simultan pe suprafețe mai mari, fiind necesară urmărirea debitului introdus în vederea menținerii nivelului apei la cota necesară. În paralel se citește și nivelul terenului cu ajutorul unor reperi instalați în acest scop.

La inundări mai îndelungate, pe suprafața incintelor se formează un film argilos care încetinește ritmul de infiltrare a apei. În vederea combaterii fenomenului respectiv, suprafețele pentru inundare se acoperă cu un strat drenant de nisip în grosime de 6 ... 10 cm. Independent de faptul că și acest strat se argilează, capacitatea sa drenantă rămîne totuși ridicată.

Apa utilizată trebuie să fie limpede pentru a nu se colmata porii pămîntului în straturile superioare, din care cauză s-ar putea întîrzia procesul de tasare, datorită împiedicării infiltrației apei în adîncime. Durata îndelungată a procesului de tasare, condiționată, în general, de infiltrațiile lente ale apelor, reprezintă un important dezavantaj al acestui procedeu de consolidare a pămînturilor loessoide. Se constată deseori că eficiența de îndesare nu este totală chiar de la adîncimea de 7 ... 8 m unde acționează greutatea pămînturilor aflate deasupra acestei limite. Situația respectivă se explică între altele prin saturarea apelor de infiltrație cu sărurile dizolvate din straturile de pămînt superioare și în consecință acțiunea mai puțin nocivă a acesteia asupra pămînturilor din adîncime.

După terminarea inundării se impune un răgaz de cel puțin 30 ... ... 40 zile, deoarece în acest răstimp se mai pot produce tasări suplimentare de 15 ... 30 cm.

Eventualele foraje, a căror eficacitate s-a arătat anterior, se dispun la distanțe de (10 ... 25) ori diametrul, care variază între 15 ... 40 cm. Distanța între acestea este mai mică spre exteriorul incintelor, unde se limitează la 4 ... 6 m și crește la 5 ... 10 m spre interiorul incintelor, modul de dispunere fiind fie în șiruri, fie după linii frînte. Adîncimea acestora trebuie să fie cu 2 ... 3 m mai mică decît grosimea complexului loessoid. Pentru prevenirea colmatării în timpul turnării apei, forajele se umplu cu material drenant (nisip grosier, nisip cu pietriș, piatră spartă etc.).

Șirurile marginale de foraje și puțuri se amplasează la o distanță de 1,5 ... 3,0 m față de conturul fundației construcțiilor proiectate. Apa introdusă în foraje trebuie să fie limpede, deoarece altfel poate surveni un proces de colmatare. După terminarea operațiilor de inundare, materialul drenant din partea superioară a forajelor, pe o grosime de

cel puțin 2 m, se îndepărtează, înlocuindu-se cu pământuri prăfoase argiloase. În cazul puțurilor se impune scoaterea în prealabil a materialului de susținere a pereților, după care urmează astuparea cu pământ bine compactat adus la umiditatea optimă.

Dacă la baza stratului de pământuri sensibile la umezire se găsesc formațiuni impermeabile, este important să se evite turnarea în exces a apei.

În general, introducerea în pământ a unei cantități de apă mai mari față de cea necesară, are urmări negative prin:

a) înmuierea mai accentuată și slăbirea în consecință a caracteristicilor de rezistență;

b) risipa inutilă de apă;

c) răspîndirea în lături a apei față de masivul necesar a fi inundat, prelungirea operațiilor de inundare etc. (10).

Trebuie avut în vedere faptul că, la inundare consistența pământurilor scade și ele devin compresibile. În această situație tasările se declanșează o dată cu începerea aplicării sarcinilor, fără a avea caracterul brusc, de prăbușire a pământurilor loessoide uscate încărcate cu sarcina finală (cazul unor construcții executate și apoi inundate).

La aplicarea de sarcini pe pământurile proaspăt inundate, se va ține seama de caracteristicile de rezistență slăbite ale acestora.

O situație nedorită este răspîndirea prin infiltrație a apei în afara perimetrului inundat, unde în consecință se pot produce tasări și fisurări pe suprafața terenului cu afectarea stabilității construcțiilor învecinate etc. Prevenirea acestei răspîndiri a apei se poate realiza printr-o tranșee perimetrală executată pe conturul suprafeței inundate. Aceasta trebuie să străbată întregul complex loessoid și se umple de noroi bentonitic.

Un alt fapt important de care trebuie să se țină seama, este netasarea la umezire a primilor 5 ... 6 m de pământ, datorită eforturilor în zona respectivă mai mici decît sarcina inițială generatoare de tasări. În consecință, dacă procesul de inundare nu este efectuat în paralel cu aplicarea de sarcini, în vederea anihilării globale a sensibilității la umezire, se va impune consolidarea pământurilor din suprafață cu alte metode: baterea cu maiuri grele, executarea de perne etc.

Se va avea în vedere că straturile dinspre suprafață, deși nu dau tasări la inundare sub influența greutății proprii a pământului, la solicitări egale produse însă de fundații, pot înregistra prăbușiri care se accentuează în funcție de creșterea presiunii date de construcții. Umezirea preliminară cu înlocuirea straturilor din suprafață mai afînate, printr-un strat de pământuri compacte, se recomandă la pregătirea pământurilor de fundare pentru construcțiile hidrotehnice, care reali-

zează asupra terenului presiuni de intensitate medie și au fundații cu lățimi mai mari de 1,50 m.

O altă metodă de accelerare a tasărilor este inundarea preliminară aplicată în paralel cu explozii. În cadrul acestei metode se impune în primul rînd umezirea pămînturilor pînă la o stare apropiată de saturație, după care se efectuează o serie de explozii într-un strat de apă care umple șanțul executat în acest scop în zona amplasamentului. După un alt procedeu exploziile se pot aplica în foraje speciale executate în acest scop.

La exploziile în mediu apos, stratul de apă inferior, aflat sub nivelul încărcăturilor, transmite șocul produs spre suprafața pămîntului favorizînd îndesarea acestuia, iar stratul de apă superior anihilează energia propagată în exterior. La exploziile de adîncimi, încărcăturile se pozează la adîncimea de la care greutatea pămîntului aflat deasupra nivelului respectiv contribuie substanțial la îndesarea pămîntului umezit și cu structura afectată în urma șocului.

La exploziile în mediu apos, grosimea stratului de apă trebuie să fie de 1,3 ... 1,5 m, astfel că înălțimea coloanei deasupra încărcăturilor să se limiteze la cca 1 m, iar cea între încărcături și suprafața terenului 0,3 ... 0,5 m. Greutatea fiecărei încărcături este de 0,5 ... 1,5 kg și acestea se amplasează după o rețea la distanța de 0,6 ... 1,2 m. La acest fel de explozii, se produce o denivelare a suprafeței terenului de 0,3 ... ... 0,8 m, aria respectivă fiind mărginită de fisuri. Creșterea maximă a greutății volumice uscate se produce pînă la 1,6 ... 1,7 kN/m³ la cca 0,2 ... 0,3 m față de suprafață, iar în adîncime descrește pînă la valoarea inițială. În ansamblu prin metoda respectivă, cu explozii în apă, funcție de natura pămîntului și mărimea încărcăturilor, se realizează îndesări pe grosimi de 1,0 ... 4,0 m cu greutăți volumice medii uscate de 1,5 ... ... 1,6 kN/m³.

La exploziile de adîncime se prevăd foraje drenante pentru introducerea apei și separat foraje pentru explozibil. În această privință se pot face o serie de recomandări și anume:

— distanța dintre forajele drenante prin care se introduce apa se cuprinde între 3 și 5 m, diametrul lor este de 400 ... 500 mm și ele trebuie să străbată complexul de pămînturi loessoide pe cca 65 ... ... 75%;

— masivul inundat trebuie detașat de pămîntul înconjurător printr-o tranșee perimetrală avînd lățimea de 0,2 ... 0,5 m și adîncimea 4 ... 6 m, sau preferabil coborîtă pînă la baza pămînturilor sensibile, la umezire, care trebuie dispusă la o distanță de (0,5 ... 0,6) b față de șirul marginal al forajelor, b fiind distanța dintre acestea;

— apa introdusă trebuie să umple golurile pămîntului tratat în proporție de 90 ... 100%, excesul acesteia fiind dăunător;

— forajele pentru introducerea explozibilului dispuse la distanțe de 4 ... 6 m sînt tubate și prevăzute cu o placă de fund pentru preîntîmpinarea în mod sigur a accesului apei;

— în paralel cu compactarea de adîncime prin inundări și explozii, se impune o tratare superficială cu perne de pămînt compactat ([19]).

Eficacitatea maximă la această metodă cu explozii de adîncime se obține la prafuri nisipoase și argiloase cu greutatea volumică uscată naturală pînă la 1,45 kN/m³ și indicele de plasticitate 0,12 ... 0,15.

Este important a se avea în vedere că în jurul zonei explodate trebuie să existe un cordon de siguranță de 30 ... 60 m fără construcții care ar putea fi afectate sub influența vibrațiilor și umidității ridicate.

În cadrul unor lucrări experimentale s-au obținut date semnificative și anume consumul de apă în cazul acestui procedeu a ajuns la 9,2 m³/m² suprafață și tasările produse au fost de 815 mm în două luni, în timp ce în aceleași condiții geologice fără efectuarea de explozii, pentru producerea de numai 445 mm tasare în decurs de un an, a fost necesar un consum de apă pînă la 18,6 m³/m² suprafață ([19]).

12.9. AMENAJAREA PĂMÎNTURILOR DE FUNDARE MACROPORICE PRIN SILICATIZARE ȘI ELECTROSILICATIZARE

Silicatizarea pămînturilor de fundare constituie metoda chimică de consolidare cea mai eficace și în același timp cea mai de perspectivă.

În general, procedeele fizico-chimice de consolidare a loessurilor sînt posibile datorită pătrunderii ușoare în pămînt a diferitelor soluții mai ales a celor de silicați caracterizate în general printr-o vîscozitate redusă.

În cazul silicatizării, pe suprafața granulelor de pămînt are loc un proces chimic prin formarea de pelicule din gel de acid silicic, a căror grosime inițială de cîțiva microni, nu stînjenește pătrunderea în continuare a soluției de silicați în pămînt. Ulterior, după cîteva ore, în urma procesului intensiv de formare a gelurilor, datorită fenomenelor de difuzie, spațiile capilare în final se blochează cu gelurile de acid silicic și permeabilitatea pămîntului scade pronunțat. Timpul ca toată soluția injectată în pămînt să treacă în stare de gel variază între 1 și 3 zile. În continuare are loc îngroșarea peliculelor și creșterea rezistenței acestora.

Soluția injectată este silicatul de sodiu, sticla solubilă care, reacționînd cu diverse substanțe existente în loess, în principal prin schimb cu complexul de absorbție al particulelor de pămînt, dă naștere unor

substanțe capabile să cimenteze pămîntul și să-l desensibilizeze la acțiunea apei.

În funcție de unele determinări efectuate în practică — pe teren — au rezultat următoarele date: la o distanță de 5 cm față de injector, rezistența pămîntului silicatizat varia între 7,5 și 17,5 daN/cm² (10^2 kPa); la o distanță de 15 cm între 4,2 și 10,5 daN/cm² (10^2 kPa), iar la distanța de 25 cm între 3,5 și 9,0 daN/cm² (10^2 kPa), care, în general, sînt valori ridicate, dacă se ține seama de rezistența inițială de 0,8 daN/cm² (10^2 kPa) pentru umiditatea naturală de 5,7% ([10]).

Soluția de silicat de sodiu se livrează de către fabrici la densități de cca 1,35 ... 1,45 t/m³, la care aceasta nu poate fi injectată în pămînt. În această situație se impune diluarea soluției respective pînă la obținerea unei densități de ordinul 1,10 ... 1,15 t/m³, care corespunde la o viscozitate de cca 1,5 ... 3,0 cP (centi poise) și o concentrație de 10 ... ... 20%, prin depășirea acestor valori ridicîndu-se pronunțat concentrația.

Silicatul de sodiu (sticla solubilă) se aduce pe șantiere sub formă de soluție sau se prepară la fața locului din blocuri de silicați, ce se dizolvă prin fierbere în autoclave sau alte dispozitive. Concentrația necesară a soluției se obține prin diluare cu apă.

Pentru aprecierea razei de influență în jurul injectorilor, se pot utiliza datele din tabelul 12.7 ([10]).

Silicatizarea se poate aplica cu succes la loessurile cu umidități relativ scăzute, pînă la cca 18%, creșterea acesteia influențînd în negativ rezultatele acestei operații. În primul rînd apa îngreunează pătrunderea soluției de silicatizare în teren, iar în al doilea rînd micșorează concentrația acesteia, diminuînd astfel eficacitatea fenomenelor scontate. În zonele cu umidități ridicate raza de întărire a pămînturilor este, de obicei, foarte mică sau chiar nulă sub nivelul apei.

Tabelul 12.7

Valorile razelor de influență la silicatizări

Coeficientul de filtrație a unei soluții de 10% silicat, în m/zi	Raza zonei de pămînturi consolidate, în cm, pentru presiunile:	
	2 at	3 at
0,1	25	30
0,2	35	44
0,4	49	62
0,6	61	76
0,8	70	88
1,0	79	98

Injectorii prin care se introduc soluțiile în teren sînt prevăzuți cu cap de injecție și cap de batere, avînd o porțiune de 1,00 ... 1,5 m lungime perforată prin orificii de 2 mm. Injectarea se face cu ajutorul unor pompe manuale de debit redus sau cu pompe prese, acționate prin aer comprimat. Cînd injectarea se face prin pompe cu piston sau membrană se realizează un debit relativ constant de injecție care însă este bine să, nu depășească 2 l/min și metru de injecție, pentru a se evita scăpările de soluție sau creșterea exagerată a presiunii. Cu cît pămîntul este mai puțin permeabil sau mai umed, este bine ca debitul să fie redus pentru a se favoriza răspîndirea uniformă a soluției. Injectarea pneumatică constă în presarea soluției în pămînt cu ajutorul aerului comprimat. Metoda permite injectarea, în prima fază, cu presiuni reduse, în vederea evitării pierderilor prin căi de scurgere preferențiale și creșterea acesteia în mod treptat pe măsura îmbibării pămîntului. Metoda prezintă interes la pămînturile cu căi preferențiale de scurgere și pentru cele cu permeabilitate redusă la care se impun debite de injectare reduse, în caz contrar la debite și presiuni ridicate, putîndu-se produce clacarea terenului sau scurgerea soluției în lungul injectorului.

Pentru introducerea injectorilor, în practică se utilizează de obicei ciocanele, eventual pneumatice, în greutate de 25 ... 30 kg, cu ajutorul cărora se poate realiza în pămînturile loessoide o viteză de avansare de 3 ... 10 cm/min. pînă la adîncimi de 7 ... 10 m. În cazul pămînturilor loessoide argiloase, precum și a unor adîncimi necesare de realizat mai mari, independent de greutatea maiurilor, procedeul devine greoi și astfel este recomandabilă utilizarea unor utilaje vibratoare care permit viteze de avansare pînă la 2 m/min.

Distanța între injectori nu trebuie să depășească dublul razei lor de acțiune, iar distribuția acestora în plan se face în general funcție de condițiile existente la fiecare caz în parte.

Așezarea injectorilor se face după o linie frîntă, distanța dintre șirurile de injectoare luîndu-se r, iar distanța dintre injectoare $d = 1{,}73 \cdot r$ în care r este raza zonei de pămînturi consolidate.

În cazul unei grosimi mari a complexului loessoid, silicatizarea pe verticală se face pe tronsoane, a căror lungime se admite cu $0{,}5 \cdot r$ mai mare decît lungimea părții perforate a injectorilor.

Un aspect defavorabil al silicatizării este neuniformitatea pronunțată a formei masivului de pămînt consolidat. Soluția injectată avansează în majoritatea cazurilor după direcțiile care oferă rezistență mai mică de penetrare, rezultînd în final o formă neregulată a masivului consolidat. În unele cazuri se produc chiar scăpări de soluție spre suprafața terenului sau în diferite goluri din masa pămîntului. Aceste stări de lucru se remediază prin modificarea de la caz la caz a tehnologiei de lucru, scurtarea tronsoanelor de injectare, îndesirea acestora etc.

Metoda silicatizării se aplică pentru îmbunătățirea proprietăților pământurilor, fie anterior executării construcțiilor, fie pe parcursul exploatării acestora, ca urmare a unor avarii produse, așa cum s-a procedat de mai multe ori în țara noastră.

Metoda de consolidare prin silicatizare se poate aplica cu succes la stabilizarea pământurilor de fundație a construcțiilor hidrotehnice, dacă se justifică din punct de vedere tehnico-economic.

Proiectarea construcțiilor pe pământurile consolidate prin silicatizare trebuie să înceapă prin dimensionarea fundațiilor, luîndu-se în considerare presiunea admisibilă pe talpa de fundare $p = 5$ daN/cm².

Consolidarea se aplică, de obicei, pe toată grosimea pământurilor sensibile la umezire; în cazul însă a unei grosimi prea mari, acest tratament se poate limita la straturile superioare ale complexului macroporic. În astfel de situații se impune demonstrarea prin calcule a eficienței consolidării pământurilor.

În anumite cazuri, cînd suprafața de fundare este mare, se poate admite rezemarea acesteia pe coloane de pământ consolidat. Numărul acestora se determină prin condiția:

$$n = \frac{P_c + P_f}{R_s \cdot F_s} \qquad (12.27)$$

în care: P_c este sarcina transmisă de construcție, în kN;
P_f — greutatea fundației, în kN;
R_s — rezistența pământului consolidat, în kN/m²;
F_s suprafața fiecărei coloane de pământ silicatizat, în m².

Aceste coloane silicatizate de pământ se dispun sub talpa fundației după sistemul piloților obișnuiți.

Cantitatea de soluție în litri necesară se calculează cu formula:

$$Q = \pi \cdot r^2 \cdot l_t \cdot n \cdot \beta \qquad (13.28)$$

în care: l_t este lungimea tronsonului de injectat, în m;
n — porozitatea pământului;
β — coeficient a cărui valoare pentru pământurile macroporice se admite 0,8 (³);
r — raza zonei consolidate.

Stabilizarea pământurilor prin electrosilicatizare se bazează pe pătrunderea în pământ a soluției de silicat de sodiu sub acțiunea presiunii și a curentului electric continuu, acolo unde coeficientul de infiltrație al pământului este mai mic de 0,1 m/zi. Sub influența curentului electric respectiv, în pământ se produce o mișcare a ionilor de la anod către catod, care antrenează apa legată din jurul particulelor solide.

În comparație cu un procedeu de silicatizare obișnuit, la un pămînt mai nisipos, acțiunea curentului electric grăbește desfășurarea fenomenului de consolidare cu 20%. Cele mai bune rezultate se obțin în cazul unui voltaj de 0,5 ... 1,0 volt/cm, tensiunile mai mici necesitînd perioade de consolidare mai îndelungate, iar cele mai mari, avînd o influență negativă asupra caracteristicilor de rezistență ale pămîntului, deși fenomenul se desfășoară rapid.

Soluția de injectare în cazul electrosilicatizării este aceeași ca la silicatizarea obișnuită, adică sticla solubilă.

În general, procedeul de electrosilicatizare este simplu, atît în privința utilajului necesar, cît și a tehnologiei de lucru, iar efectele obținute sînt bune, rezultînd în majoritatea cazurilor pămînturi consolidate avînd granulele minerale cimentate printr-un liant acidosilicic rezistent.

Utilajul necesar tratării electrice a pămîntului cuprinde: un generator de curent continuu (de obicei un grup convertizor de sudură), un tablou de distribuție electrică, contor electric, aparate de măsură, conductori electrici etc.

Injectorii prin care se efectuează introducerea soluției, trebuie conectați la polul pozitiv al sursei de curent continuu și ei trebuie să rămînă în această situație o perioadă de timp după terminarea injectării, astfel încît curentul electric să acționeze în total cca 24 ore. Drept catozi servesc fie injectorii înfipți în pămînt, prin care s-a efectuat anterior injectarea, fie cei infipți în vederea injectărilor viitoare.

Intensitatea curentului electric trebuie să se cuprindă între 10 și 15 A/m² de suprafață electrod și consumul de curent electric variază între 10 și 20 kwh/m³ pămînt consolidat.

Pentru stabilirea distanței dintre electrozi-injectoare se pot folosi datele obținute pe cale experimentală prezentate în tabelul 12.8 ([10]).

Tabelul 12.8

Distanțele dintre electrozi-injectoare

K — coeficientul de infiltrație sub acțiunea curentului continuu	*A* — distanța dintre anozi și catozi, m	*C* — distanța dintre anod și injectorul mijlociu neutru, m
0,1	0,3	0,4
0,2	0,4	0,5
0,3	0,4	0,7
0,4	0,5	0,8...0,9

Un caz interesant de consolidare prin electrosilicatizare pînă la adîncimea de 4 ... 5 m, s-a efectuat la un castel de apă din Eforie, înalt de 23 m, fundat pe un strat de pămînturi loessoide de cca 15 m grosime, din care primii 6 m începînd de la sol prezentau o sensibilitate deosebită la înmuiere de cca 10 cm/m pentru o presiune de 3 daN/cm² (10^2 kPa) (³).

12.10. REMEDIEREA EFECTULUI TASĂRILOR TERENULUI DE FUNDAȚIE

În practica exploatării construcțiilor amplasate pe pămînturi macroporice survin cazuri cu umeziri locale accidentale urmate de tasări inegale, nepermise, ale fundațiilor. Pentru remedierea situației și asigurarea stabilității fundațiilor, inclusiv menținerea în exploatare a construcției, se impune lichidarea sensibilității la umezire a pămînturilor și redresarea în poziția necesară a construcției.

Tasările neuniforme, urmate de înclinarea construcțiilor se remediază prin inundarea pămîntului de fundație. În cazul unor construcții monolit, sau bine rigidizate, puțin înalte, operațiile de remediere prin turnarea apei sînt relativ simple și nelegate de riscuri.

În poziția înclinată a construcțiilor rigidizate spațial mai slab, umezirea trebuie efectuată în mod dirijat, pentru a nu se accentua tasarea tocmai în zona lăsată. Cantitatea de apă necesară se anticipează prin calcule, funcție de umezirea necesară a fi realizată în teren pînă la obținerea redresării. Apa se poate turna în șanțuri executate în imediata vecinătate a fundațiilor sau se poate introduce în teren prin intermediul unor foraje, așa cum s-a procedat în cazul unei stații de pompare din sistemul Mircea Vodă-Carasu.

Anterior operațiilor de inundare, în vederea evitării accentuării tasărilor inegale ale fundațiilor, se impune determinarea surselor de apă accidentale, stabilirea degradărilor survenite și precizarea situației hidrogeologice, inclusiv a caracteristicilor geotehnice.

Umezirea dirijată a pămîntului de fundație începe în partea cu tasări minime și se extinde treptat sub toată construcția, în vederea redresării sale în poziția urmărită și anihilarea sensibilității la umezire a pămînturilor. Dozarea corespunzătoare a cantităților de apă care trebuie turnate în sectoarele respective, se efectuează în paralel cu o serie de observații asupra evoluției tasării reperilor montați pe construcție, determinarea variației umidității pămîntului și constatarea comportării întregului ansamblu constructiv.

În amplasamentele cu pămînturi sensibile la umezire de tip A, se ține seama numai de tasările provocate de sarcina fundațiilor.

La pămînturile de tip B, este necesară luarea în considerare și a tasărilor survenite sub influența greutății proprii a pămînturilor. În această situație, pentru a se evita influența tasărilor din zonele învecinate care s-ar putea transmite prin frecare asupra pămîntului de fundație de tip B, este necesar ca turnările să se extindă lateral față de perimetrul construcțiilor pe lățimi de cca (0,3 ... 0,2) H, în care: H este grosimea straturilor sensibile la umezire.

În cazul unor tasări reduse ce produc fisurări ușoare ale construcțiilor și fundațiilor, se impune simpla reparație a tencuielilor. Dacă prin tasări este afectat scheletul de rezistență, se poate pune problema unor ranforsări prin diferite procedee constructive.

În practica noastră s-au constatat, în unele cazuri, degradări ale zidurilor stațiilor de pompare în zona de racordare cu conductele de aspirație sau refulare, produse de regimul diferit de tasare. În astfel de situații s-a procedat la tăierea conductelor și inundarea masivă a pămînturilor din zonă, astfel ca tasările să se consume cît mai rapid, ulterior rămînînd resudarea conductelor.

La fundațiile netasabile, așezate de exemplu pe piloți, se constată o serie de urmări, dintre care unele neplăcute din cauza tasării pămîntului din imediata vecinătate sau chiar sub radierul construcțiilor respective. Pentru astuparea golurilor produse între fundația rămasă nemișcată a construcției și pămîntul de sub aceasta, lăsat sub influența greutății sale proprii, se injectează lapte de ciment prin ștuțuri speciale prevăzute în acest scop în radier. Alte degradări ce survin din cauza tasărilor inegale în imediata vecinătate a construcțiilor prevăzute cu fundații de adîncime, reclamă diferite măsuri de remediere, care în general sînt ușoare dacă fenomenele respective sînt anticipate prin proiectarea inițială a construcției.

13. REALIZAREA FUNDAȚIILOR ÎN AMPLASAMENTE CU PĂMÎNTURI SLABE

13.1. CONSIDERAȚII GENERALE

Construcțiile din cadrul sistemelor hidroameliorative trebuie deseori amplasate pe pămînturi mîloase, turbe, nisipuri afînate, loessuri inundate etc., care, așa după cum se cunoaște, prezintă o serie de caracteristici defavorabile:

— au o capacitate portantă scăzută;
— sînt foarte compresibile;
— procesele de tasare sînt îndelungate;
— în săpături pot genera fenomene de instabilitate etc.

În vederea depășirii dificultăților provocate de caracteristicile respective, se prevăd diferite metode pentru îmbunătățirea pămînturilor de fundare, se utilizează sisteme constructive capabile să reziste la solicitările defavorabile anticipate, sau se au în vedere procedee de îmbunătățire a pămînturilor aplicate în paralel cu adoptarea de fundații și structuri corespunzătoare.

Pentru îmbunătățirea pămînturilor se pot utiliza următoarele măsuri:

— suprafața de fundare se pilonează prin batere cu maiurile;
— sub fundații se așternperne de nisip sau diferite umpluturi din materiale puțin coezive;
— în masa pămînturilor slabe se introduc piloți de nisip;
— se utilizează drenurile verticale;
— pămînturile se tratează cu var nestins etc.
— se aplică procedee de compactare cu ajutorul vibromaiurilor, vibroînțepării.

În ultimul timp la proiectare se are deseori în vedere principiul realizării unor structuri rigide sau flexibile care să poată prelua fără degradări tasările terenului. Construcția respectivă, împreună cu masa pămîntului formează un complex unitar, abordat în acest context de tehnicieni.

Pernele din nisip sau umpluturile din diferite materiale necoezive, molozuri, cloțuri de cărămidă, balast etc., măresc stabilitatea construcțiilor. În ansamblu pernele respective prezintă următoarele avantaje principale:

— caracteristicile de rezistență, unghiul de frecare interioară și coeziunea materialului așternut sînt superioare față de cele ale pămîntului natural;

— modulul de compresibilitate al nisipurilor este ridicat și în consecință prezența umpluturii în zona activă a fundațiilor micșorează tasările;

— presiunile transmise de fundații se difuzează prin masa umpluturii și ajung micșorate la terenul slab, pe care-l solicită într-o proporție mai redusă;

— în masa rezistentă a unor umpluturi se pot realiza fundații de mică adîncime, principiu posibil de aplicat la scară mare în cazul construcțiilor hidroameliorative ușoare;

— permeabilitatea ridicată a nisipurilor sau a umpluturilor necoezive, favorizează drenarea pămînturilor din adîncime, accelerîndu-se desfășurarea fenomenelor de tasare etc.

Compactarea de suprafață prin batere cu maiurile grele se poate considera că reprezintă una din metodele cele mai economice de amenajarea pămînturilor slabe, de exemplu a nisipurilor afînate nesaturate, atunci cînd construcțiile nu solicită pămîntul de fundare pe o grosime mare.

În cazul pămînturilor de fundare slabe, argiloase, cu grosimi mari, în ultimul timp se utilizează într-o proporție crescîndă piloții din nisip. În urma introducerii acestora prin batere, pămîntul se compactează putînd înregistra o creștere a modulului de deformație de cca 2,5 ... ... 5 ori. Un mare avantaj al acestui procedeu este terminarea procesului de îndesare a pămîntului amenajat în paralel cu încheierea operațiilor de batere a piloților. În acest fel este posibilă trecerea neîntîrziată la turnarea betoanelor de fundație, după terminarea lucrărilor de îmbunătățire a terenului.

La executarea coloanelor forate umplute cu material drenant, se creează condiții favorabile pentru drenarea pămînturilor și grăbirea în consecință a tasărilor paralel cu creșterea capacității portante a terenului. Dat fiind că la acest procedeu, cu forarea coloanelor, nu se obține compactarea, ca în cazul piloților introduși prin batere, este necesar ca la suprafața terenului, peste capul coloanelor realizate, să se aștearnă un strat drenant și apoi o umplutură, sau să se realizeze în anumite condiții construcția, care prin sarcina produsă să determine comprimarea terenului.

Un procedeu eficace îl constituie piloții cu var nestins. Apa din pămînt este absorbită de var, rezultînd astfel un grad de saturație mai redus și caracteristici de rezistență mai bune ale terenului amenajat.

Deseori în practică este mai economică renunțarea la procedeele de îmbunătățire a pămînturilor de fundație, sau numai efectuarea parțială a operațiilor respective, impunîndu-se însă, în schimb, structuri constructive care să poată asigura funcționalitatea obiectivelor proiectate în condițiile compresibilității pronunțate, capacității portante scăzute și a timpului îndelungat de amortizare a tasărilor pămîntului de fundație etc.

13.2. COMPACTAREA DE SUPRAFAȚĂ PRIN PILONARE CU MAIURI GRELE

Operațiile de compactare a pămînturilor slabe se utilizează pentru îmbunătățirea caracteristicilor pămînturilor de fundație nisipoase afînate, prăfoase argiloase cu umiditate redusă și a celor sensibile la umezire, așa cum s-a arătat la capitolul precedent. Față de utilajele disponibile în cadrul unităților noastre de execuție procedeul este aplicabil cînd suprafața de compactat prezintă dimensiunea minimă de 3,0 m și îmbunătățirea pămîntului se limitează la o grosime de cel mult 2 ... ... 3 m.

În practica unor țări din străinătate se constată tendința utilizării de maiuri cu randamente mai ridicate obținute prin creșterea greutății acestora și a înălțimii de cădere. În acest sens firma Louis Mesnard din Franța, către sfîrșitul anilor 60, a început să utilizeze maiuri cu greutăți de 10 ... 20 t, avînd cădere pînă la 25 m, care permiteau compactări pe grosimi de 8 ... 11 m. Ulterior, s-a ajuns la maiuri cu greutăți de 200 t și înălțimea de cădere 24 m. În literatura de specialitate se prezintă date privind eficacitatea ridicată a unor maiuri cu greutăți de 50 t în Anglia și Elveția și cu greutăți de 150 t în Japonia ([16]).

Așa cum s-a arătat la 12.5, în vederea obținerii unor randamente mai ridicate la operațiile de pilonare, este necesar ca pămîntul pus în operă să prezinte o umiditate optimă și în această privință urmează a se ține seama de formulele 12.6 și 12.7, inclusiv explicațiile referitoare la acestea.

La terenurile nisipoase, umiditatea optimă de compactare se va lua cu 3 ... 5% mai mare, deoarece în timpul baterii cu maiul greu are loc o drenare rapidă a apei; pentru aceste pămînturi umiditatea optimă trebuie verificată zilnic.

Dacă din cauza precipitațiilor atmosferice, umiditatea pămînturilor este mai mare decît cea optimă, compactarea se amînă pînă ce umidi-

tatea scade la valoarea necesară, luîndu-se totuși măsuri de evacuare a apelor de precipitații din groapa de fundare și de împiedicare a unor noi infiltrații.

Trebuie menționat că lucrările de compactare prin batere nu se execută pe timp friguros, cînd există pericolul scăderii temperaturii sub 0°C, sau cînd pămîntul este înghețat.

Umezirea terenului de compactat cu cantitatea de apă suplimentară, stabilită cu formula 12.7, se face numai prin stropire, în reprize succesive, pe măsură ce apa se infiltrează în teren, pe toată grosimea stratului necesar a fi compactat. Operația de îndesare va putea fi executată, de regulă, după trecerea a cîteva ore de la infiltrarea apei în pămînt, în funcție de natura pămîntului și de starea atmosferică existentă.

Compactarea cu maiul greu se realizează în două cicluri. Într-un ciclu de bătătorire, urmele maiului vor fi tangente. Urmele celui de al doilea ciclu vor fi decalate cu o jumătate de diametru față de ale ciclului precedent. Stratul superficial de cca 6 ... 7 cm afînat din cauza bătătoririi, se compactează suplimentar cu lovituri ușoare de mai, prin căderi de 0,5 ... 1,0 m. Survin însă și situații la pămînturile cu o granulometrie uniformă, care determină o afînare, după cele două cicluri de batere, pe grosimi pînă la 40 ... 50 cm. În acest caz se impune o batere în ciclul 3 cu lucru mecanic redus, sau o cilindrare. În unele cazuri stratul afînat respectiv se poate înlătura.

Compactarea unei noi porțiuni de teren se atacă numai după ce îndesarea porțiunii precedente a fost terminată.

Maiurile se confecționează din oțel, fontă sau beton armat și prezintă o suprafață de batere circulară cu diametre cuprinse între 1,2 și 1,6 m. Orientativ greutatea acestora variază între 2 ... 4 tone și presiunea statică pe care o exercită asupra suprafeței terenului pentru diametrele 1,2; 1,4 și 1,6 m este de respectiv 17 ... 35; 13 ... 26 și 10 ... 20 kPa.

Înălțimea de cădere a maiului se va lua între 2,0 și 4,0 m. Pentru primul ciclu înălțimea de cădere este mai mică, tinzînd către valoarea minimă a intervalului arătat, iar pentru cel de al doilea ciclu se adoptă înălțimi de cădere mai mari.

Adîncimea de compactare se consideră suficientă, în cazul fundărilor directe pe stratul compactat cu maiul greu, dacă tasările calculate conform STAS 3300/2-85 nu depășesc pe cele admise de construcții. În caz contrar, peste stratul compactat cu maiul greu se prevede o pernă de pămînt, a cărei grosime cumulată cu cea realizată prin pilonare să conducă la satisfacerea condițiilor respective.

Suprafața compactată se extinde lateral în jurul fiecărei fundații, pe o lățime minimă egală cu adîncimea de compactare.

Pentru ridicarea maiurilor se întrebuințează utilajele: sonete, macarale pe tractor etc., care, în general, trebuie să îndeplinească următoarele condiții:

— capacitatea de ridicare să fie de 1,5 ... 2,0 ori greutatea maiului;
— maiul să poată fi ridicat la 3 ... 5 m înălțime;
— utilajul să se poată deplasa și roti.

Verificarea lucrărilor de compactare se efectuează prin metoda cîntăririi în vederea stabilirii densității pămîntului, procedee radiometrice și penetrări statice. În linii generale se impune o verificare la 100 m² suprafață compactată; numărul determinărilor respective, pentru stabilirea eficacității lucrărilor de îmbunătățire întreprinse, putîndu-se stabili de către proiectant în funcție de volumul lucrării și neuniformitatea terenului.

O serie de aspecte caracteristice ale acestui procedeu, în cazul aplicării sale la pămînturile sensibile la umezire, au fost arătate la 12.5.

13.3. PERNELE DIN NISIP SAU ALTE MATERIALE PUȚIN COEZIVE

Înlocuirea pămînturilor slabe, foarte compresibile și cu caracteristici de rezistență scăzute, este utilizată la scară mare datorită mai multor avantaje evidente:

— îmbunătățirea pămînturilor în apropierea tălpii de fundare unde solicitările sînt mai importante;
— micșorarea presiunii transmisă terenului natural și în consecință reducerea tasărilor acestuia;
— uniformizarea naturii pămîntului sub talpa de fundare;
— reducerea infiltrațiilor de apă în teren, în cazul executării pernelor din materiale argiloase, dacă umezirile din zonă au un caracter temporar, sau se produc la construcții hidrotehnice cu funcționare periodică;
— eliminarea completă a pericolului tasărilor, în cazul pămînturilor de fundație loessoide, dacă acestea sînt de tip A;
— posibilitatea îmbunătățirii pămînturilor pe grosime mai mare comparativ cu cea realizată la compactarea cu maiuri etc.

Documentația în baza căreia se execută pernele de pămînt compactat trebuie să cuprindă date referitoare la:

— tehnologia de execuție;
— grosimea și dimensiunile în plan ale pernei;
— natura pămînturilor întrebuințate;
— umiditatea optimă de compactare;
— gradul de compactare, atît al pernei, cît și al pămîntului natural peste care acesta se așterne.

În amplasamentele caracterizate prin prezența formațiunilor sensibile la umezire, pernele se execută mai frecvent cu pămînturile rezultate din săpăturile de fundare, sau din imediata vecinătate, scopul urmărit fiind numai stricarea structurii macroporice.

În amplasamentele cu pămînturi de fundare argiloase mîloase saturate, pernele trebuie să permită în mod obligatoriu preluarea apei rezultată în urma comprimării pămîntului, asigurînd evacuarea acesteia în exteriorul construcției. În acest fel se grăbește consolidarea terenului de fundare și se evită producerea de subpresiuni asupra pernei de către apa provenită din teren, care în unele cazuri, așa cum s-a produs la barajul Lățime, pot determina degradări ale construcției. Datorită acestei importante condiții, este necesară prevederea în zona de contact a pernei cu terenul natural a unui material permeabil pe o grosime mai mare, astfel ca în cazul colmatării părții inferioare a acestuia cu fracțiuni fine argiloase, apa drenată să poată fi evacuată prin restul zonei cu coeficienți de filtrație ridicați.

Grosimea pernelor, în linii generale, se stabilește în funcție de două criterii mai importante: realizarea unor presiuni limite la baza lor și micșorarea tasării construcției în urma înlăturării pămînturilor naturale compresibile.

Presiunea admisibilă la talpa de fundare depinde în cea mai mare măsură de natura pămîntului peste care este așternută perna. În cazul unui teren natural rezistent și puțin compresibil, la baza umpluturii și în cazul unei execuții corespunzătoare a acesteia (pernei), presiunea convențională la talpa de fundare poate fi ridicată pînă la $p = 3$ daN/cm^2 (10^2 kPa).

În privința presiunilor realizate pe terenul natural, la baza pernelor, se pot avea în vedere considerațiile expuse anterior la 12.6, fiind utilă în același timp utilizarea formulelor 12.12 și 12.14.

Dacă prin realizarea pernelor se urmărește numai reducerea tasărilor, la calculul acestora se va ține seama de compresibilitatea materialului umpluturii și a terenului natural rămas în adîncime. În majoritatea cazurilor modulul de deformație al unui material nisipos bine compactat ajunge la $E = 120 \ldots 200$ daN/cm^2 (12 000 ... 20 000 kPa), depășind de cîteva ori pe cel al pămîntului natural, fapt care explică eficacitatea utilizării pernelor din materiale bine compactate în vederea reducerii tasărilor.

Este bine ca în paralel cu prevederea pernelor să se adopte sisteme constructive cu fundații de dimensiuni în plan cît mai reduse și solicitate de presiuni mici, astfel ca zona activă de sub acestea să nu pătrundă în terenul slab natural, încadrîndu-se în limitele umpluturii compactate.

Prin înlăturarea depunerilor pronunțat compresibile de sub fundații și micșorarea presiunilor transmise terenului natural, se realizează un

alt avantaj important al procedeului respectiv și anume de uniformizarea tasărilor construcției.

În majoritatea cazurilor, pernele în săpăturile de fundare se compactează prin batere cu maiul cu sau ajutorul plăcilor vibratoare. Acestea sînt acționate mecanic, hidraulic, electric sau pneumatic, iar deplasarea poate fi manuală, prin remorcare sau suspendare. Cele mai răspîndite plăci vibratoare au motor cu ardere internă și acționare mecanică. După greutate, se disting plăci ușoare de 0,1 ... 2,0 tone, mijlocii avînd greutățile de 2,0 ... 4,0 tone și grele de 4,0 ... 8,0 tone.

Cilindrii netezi, cu pneuri sau vibratori, sînt utilizați numai în cazul unor suprafețe mari ale pernelor, alcătuite din materiale necoezive: nisip, balast, piatră spartă etc. Cilindrii cu pneuri pot fi utilizați în majoritatea cazurilor și, spre deosebire de cei netezi, așa cum s-a arătat la 12.6, asigură o repartiție mai uniformă a presiunilor și mențin un timp mai îndelungat apăsările maxime asupra terenului.

Numărul de treceri al cilindrilor cu pneuri peste un același strat se poate admite orientativ 2 ... 3 la nisipuri; 3... 4 la prafuri nisipoase și 5 ... 6 pentru prafurile argiloase și argile.

Cilindrii vibratori produc vibrații circulare sau dirijate cu anumite frecvențe și amplitudini care sporesc efectul static al greutății cilindrului. Cu un compactor static de 12 ... 16 t, caracterizat prin presiuni liniare pînă la 90 daN/cm, se realizează îndesarea unui strat afînat de cca 30 cm grosime, pe cînd cu un compactor vibrator de 4 t se compactează optim straturi de 50 cm grosime și chiar mai mult ([27]).

Referitor la compactarea pămînturilor puse în operă prin cilindri cu crampoane sau batere cu maiuri se pot consulta recomandările de la 12.5 și 12.6.

Trebuie subliniat că alegerea materialului de construcție pentru perne este impusă de pămînturile disponibile în zonă, care pot fi procurate în condițiile cele mai economice.

În zonele seismice și amplasamentele unde se pot produce solicitări seismice este interzisă utilizarea nisipurilor chiar cu un conținut redus de mică sau scoici.

O măsură importantă, în paralel cu executarea pernelor sau a compactărilor cu maiurile grele, este adoptarea de fundații cu zone active cît mai reduse, care să se încadreze în straturile respective de pămînturi îmbunătățite. Încercări în această privință, cu fundații înguste caracterizate prin zone active reduse au dat rezultate bune.

Dat fiind construcțiile în general cu dimensiuni reduse din cadrul amenajărilor hidroameliorative, pămînturile slabe din amplasamentul acestora se pot în frecvente cazuri îmbunătăți prin batere sau adoptarea de perne, dacă în paralel vor fi prevăzute ranforsări corespunzătoare ale fundațiilor sau alte măsuri constructive.

13.4. COLOANELE DIN PĂMÎNT GROSIER

În scopul accelerării procesului de consolidare a pămînturilor slabe și mărirea, în consecință, a caracteristicilor de rezistență ale acestora, este importantă crearea unor posibilități de evacuare-drenare a apelor provenite în urma fenomenelor de tasare. În caz contrar, dacă evacuarea acestor ape este îngreuiată, în paralel cu întîrzierea procesului de consolidare se pot produce zone unde se adună apa, care prin subpresiunea dezvoltată, micșorează rezistența pămîntului și favorizează generarea unor procese de cedare.

Timpul de consolidare este condiționat de cel al evacuării apelor rezultate în urma procesului de comprimare și care, este direct proporțional cu pătratul distanței traiectoriei lichidului ce se evacuează din pămînt, pînă în zona de drenare. În acest fel, dacă în masa groasă a pămînturilor de fundare slabe, saturate se execută foraje umplute cu material drenant, dispuse la distanțe mici, de obicei între 2 și 5 m, se reduce substanțial lungimea traiectoriilor apelor și astfel se grăbește consolidarea terenului.

Față de cele arătate, pentru grăbirea consolidării pămînturilor caracterizate printr-o capacitate portantă scăzută (la nisipurile afînate, depozitele mîloase slabe, pămînturile loessoide inundate etc.) se pot utiliza coloanele drenante, realizate prin piloți forați sau bătuți, umpluți cu material permeabil, de obicei balast sau nisip grosier.

La introducerea prin vibrare, sau batere a coloanelor, se produce o comprimare a pămîntului înconjurător, cu intensități pînă la cca 8daN/cm² (10^2 kPa), care determină stoarcerea apei și dirijarea acesteia spre masa drenantă a piloților. În cazul unor piloți cu diametrul pînă la 40 ... ... 50 cm, efectul de îndesare se resimte pînă la o distanță de cca 1,5 m, față de axul acestora.

În ultimul timp, metoda respectivă de îmbunătățire a pămîntului de fundare revine deseori mai ieftină față de piloții din beton armat. Aceștia din urmă preiau integral sarcina construcției transmițînd-o pămîntului înconjurător sau din adîncime, care în eventualitatea că sînt slabe vor putea genera tasări.

La sistemul cu piloții din pămînt, modulul de deformații edometric al materialului granular 100 ... 150 daN/cm² (10 000 ... 15 000 kPa) prezintă o diferență redusă față de cel al pămîntului înconjurător și în consecință terenul de fundare amenajat în acest mod, împreună cu piloții vor prelua în ansamblu solicitarea construcției. În situația că zonele active de sub fundațiile acestora se încadrează în limitele pămîntului compactat se va putea face abstracție de terenul slab înconjurător din zonă.

La realizarea coloanelor din material grosier prin forare, pământul înconjurător nu se comprimă. În această situație, după terminarea forajelor, se impune încărcarea suprafeței terenului cu umpluturi temporare înalte pînă la 10 ... 15 m, care prin presiunea exercitată comprimă pământul. Apa provenită din foraje, trebuie să fie preluată de un strat permeabil așternut la suprafața terenului, sub masa de pământ temporară, arătată mai sus.

Dispoziția în plan a coloanelor din balast se face după o rețea în formă de triunghi echilateral avînd latura egală cu distanța l dintre axele coloanelor. Dimensiunile laturilor suprafeței de îmbunătățit vor depăși în plan dimensiunile tălpii fiecărei fundații cu o mărime (zonă de gardă) egală cu: L, β, unde: L este latura fundației, iar β un coeficient ce se admite 0,50 pentru fundații continui și izolate, iar la radiere 0,35.

Pentru nisipuri și alte pământuri în stare nesaturată calculul distanței dintre axele coloanelor se face pe baza relației:

$$l = d_c \sqrt{\frac{100 - n_f}{n_i - n_f}} \qquad (13.1)$$

în care: l este distanța dintre axele coloanelor, în m;
d_c — diametrul proiectat al coloanelor din balast, în m;
n_f — porozitatea finală, în %;
n_i — porozitatea inițială, în %.

Porozitatea inițială, n_i, este porozitatea medie a terenului natural și se determină prin studii geotehnice.

Porozitatea finală, n_f, este porozitatea minimă ce se poate obține la pământul respectiv.

La probele cu diferite grade de compactare, se determină caracteristicile de rezistență, inclusiv compresibilitatea, fiind astfel posibilă stabilirea porozității necesare de realizat prin compactare.

De obicei, la introducerea prin batere sau vibrare a coloanelor cu vîrf, apa iese din pământ prin coloanele executate anterior. În această situație, pentru a se preîntîmpina sufozia fracțiunilor fine de pământ, la executarea coloanelor, se impune utilizarea balastului sau a nisipurilor medii grosiere, la care conținutul de fracțiuni argiloase prăfoase nu trebuie să depășească 10%, iar conținutul numai al fracțiunilor argiloase se va limita la 3%. Este necesar ca introducerea coloanelor să înceapă cu zonele perimetrale și treptat să avanseze către partea centrală a fundațiilor. În cazul unui număr mai mare de piloți, aceștia se grupează pe șiruri și inițial se introduc cei cu număr impar, urmînd ca apoi să fie intercalați cei cu număr par.

Secțiunea totală a coloanelor S_{col} din material grosier se determină cu formula:

$$S_{col} = S_{sup} \frac{e_0 - e_c}{1 + e_0} = S_{sup} \cdot R \quad (1) \qquad (13.2)$$

în care: e_0 este indicele porilor pământului în stare naturală, înaintea compactării;
e_c — indicele porilor după compactare;
R — raportul dintre suprafața tuturor coloanelor S_{col} și cea amenajată S_{sup}.

În mod curent piloții — coloanele — se execută sub toată construcția și lateral acesteia pînă la o distanță de 2,0 ... 2,5 m față de axul fundațiilor exterioare. Cînd coloanele se prevăd sub fundații izolate sau la cele continui se impune o depășire de cca (0,2 ... 0,3) m ori lățimea fundației. În calcule, prin suprafața amenajată (S_{sup}) se admite toată zona unde s-au executat coloanele și nu cea delimitată de conturul fundațiilor.

Numărul coloanelor din interiorul perimetrului unei suprafețe amenajate se determină cu formula:

$$N = \frac{R \cdot S_{col}}{S_l} \qquad (13.3)$$

în care: R și S_{col} au semnificațiile de la formula 13.2 iar S_l este secțiunea — suprafața — unei singure coloane.

O coloană este bine executată, dacă în aceasta s-a putut introduce toată cantitatea necesară de material granular. Cantitatea respectivă pe m.l. de coloană se determină cu formula:

$$G = \frac{S_l \cdot \gamma_a}{1 + e_c} (1 + w) \qquad (13.4)$$

în care: S_l și e_c au semnificațiile arătate la formulele 13.2 și 13.3, iar w și γ_a umiditatea exprimată în procente a nisipului în timpul execuției coloanei și respectiv greutatea volumică uscată.

La stabilirea volumului necesar de balast se poate admite folosirea unui balast cu porozitatea de cca 45%, care prin comprimare — vibrare trebuie îndesat, astfel ca porozitatea sa să ajungă la cca 35%.

Față de volumul total al coloanelor, cel al balastului necesar realizării acestora se majorează cu cca 30%.

În cazul coloanelor executate prin vibrare, dublu sau triplu vibropresate, cantitățile determinate conform celor arătate se majorează cu un coeficient suplimentar $\alpha = 1{,}80$ respectiv 2,60.

Proiectul de execuție se va definitiva pe baza datelor rezultate din încercări de probă.

Coloanele trebuie să prezinte o lungime de minimum 2 ori lățimea fundațiilor cu o formă în plan dreptunghiulară și 3 ... 4 ori lățimea fundațiilor continui. În cazul unei grosimi mai mici a pămînturilor slabe, coloanele trebuie duse pînă la baza acestora, iar în cazul unor grosimi mai mari, lungimea coloanelor se stabilește prin calcule corespunzătoare, funcție de natura și volumul construcției, modul acesteia de funcționare etc.

Utilajele vibratoare folosite pentru realizarea coloanelor de pămînt pot fi VVPS 20/11, VP-1, VUB etc. și ele acționează un tub de inventar, prevăzut în partea inferioară cu clapete ținute în poziție închisă la introducerea în pămînt și deschise la extragere.

Coloanele respective pot fi realizate printr-o singură, dublă sau multivibropresare.

În cazul unei singure vibropresări, la începerea extragerii tubului, vibrogeneratorul rămîne în funcțiune, timp în care clapetele se deschid și în gaura creată prin înfigerea tubului se introduce întreaga cantitate de balast. După extragerea tubului cu cca 50 cm, se oprește ridicarea lui, lăsîndu-se vibratorul în funcțiune timp de 10 ... 15 sec, după care se continuă extragerea pînă la suprafață cu o viteză uniformă.

Fazele de execuție ale coloanelor de balast, prin vibropresare, sînt arătate schematic în figura 13.1.

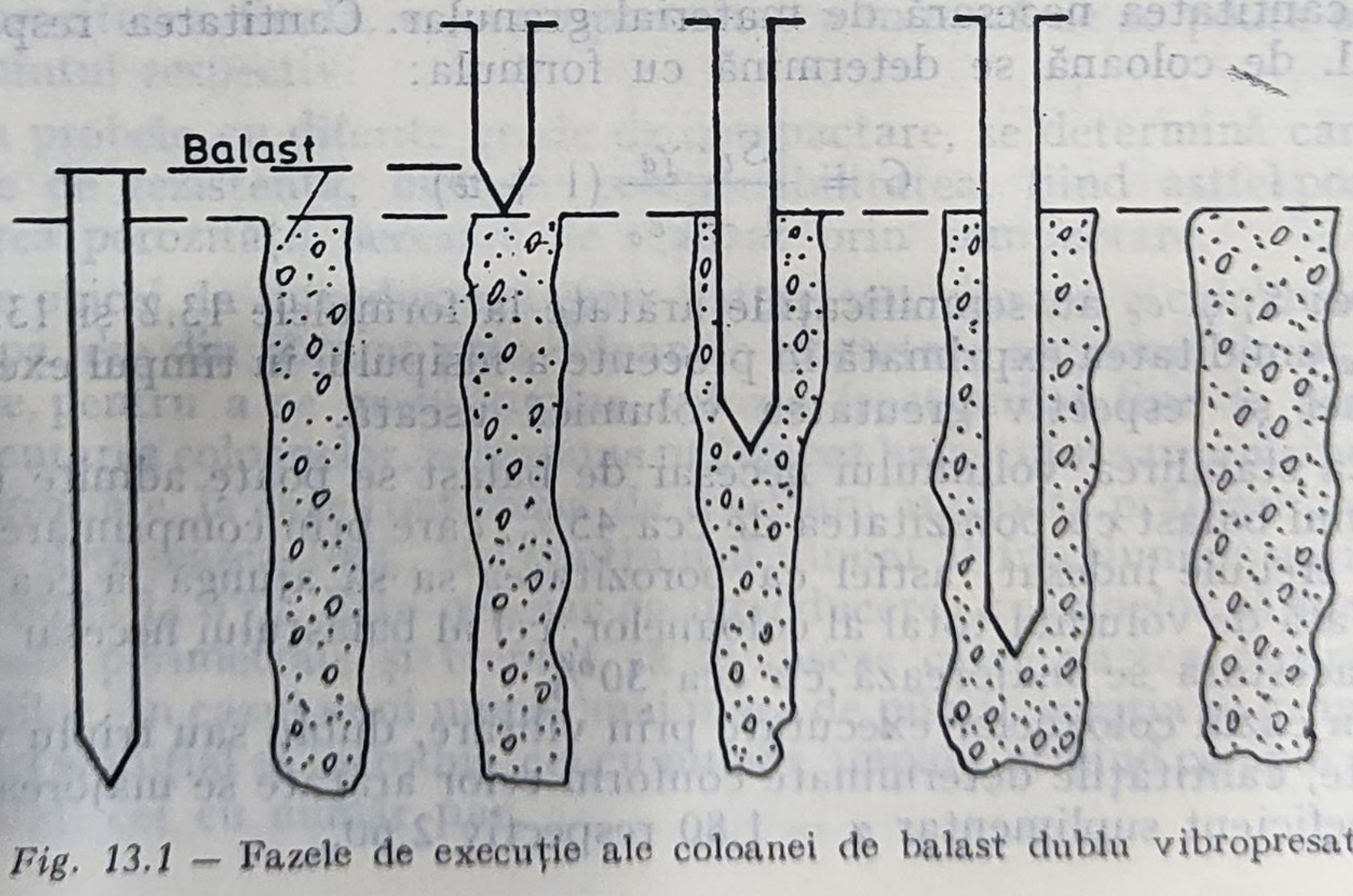


Fig. 13.1 — Fazele de execuție ale coloanei de balast dublu vibropresate

Executarea coloanelor de balast, prin batere, se face cu utilajul Franki (KPF 22) și comportă următoarele operații mai importante:

a) Aducerea coloanei metalice cu ∅ 508 mm pe punctul de lucru și turnarea în aceasta a cca 200 dm³ beton uscat pentru realizarea la capătul său a unui dop cu înălțimea de cca 1,20 m.

b) Înfigerea în teren a coloanei metalice la adîncimea necesară prin lovituri de berbec de la înălțimea de 7 ... 10 m aplicate dopului care antrenează coloana metalică.

c) Scoaterea dopului prin lovituri de berbec scurte, în timp ce coloana este suspendată de cablurile de extracție, pînă ce betonul din dop rămîne în coloană pe o grosime de 0,20 ... 0,30 m.

d) Formarea bulbului coloanei de balast prin introducerea în coloana metalică a balastului ce se îndeasă prin batere cu berbecul, loviturile fiind date de la înălțimea de 2 ... 3 m.

e) Realizarea corpului coloanei de balast prin turnarea în coloană a unor porții de balast îndesate prin lovituri de berbec de la 2 ... 3 m și extragerea concomitentă a coloanei pe înălțimi de 25 ... 30 cm, în coloană trebuind să rămînă în permanență pentru siguranță un volum de balast de 20 ... 30 cm ([26]).

13.5. VIBROMAIURILE ȘI VIBROÎNȚEPĂRILE

Scopul îmbunătățirii cu vibromaiul a terenurilor de fundare slabe este mărirea stării de îndesare și accelerarea drenării apei în vederea creșterii capacității portante a pămînturilor slabe.

Îmbunătățirea terenurilor cu vibromaiul constă în executarea de coloane cu diametrul peste cca 1 m, din balast, nisip, zgură etc. prin vibropresare. Realizarea coloanelor se face prin:

— vibroștanțarea unui spațiu, ca urmare a înfigerii în terenul slab a vibromaiului, acesta contribuind și la îndesarea pămîntului prin efectul de vibropresare în masă;

— umplerea spațiului format cu nisip, balast, zgură etc. și îndesarea materialului respectiv tot cu vibromaiul.

Adăugarea unei cantități de material granular prin vibropresare, are drept efect sporirea densității medii a masivului de pămînt astfel tratat și, în consecință, creșterea capacității protante.

Pămînturile care se pretează la îmbunătățirea cu vibromaiul sînt: nisipurile fine prăfoase, nisipurile mijlocii afînate, umpluturile neomogene, loessurile umezite etc. Alcătuirea granulometrică a pămînturilor respective este arătată în figura 13.2.

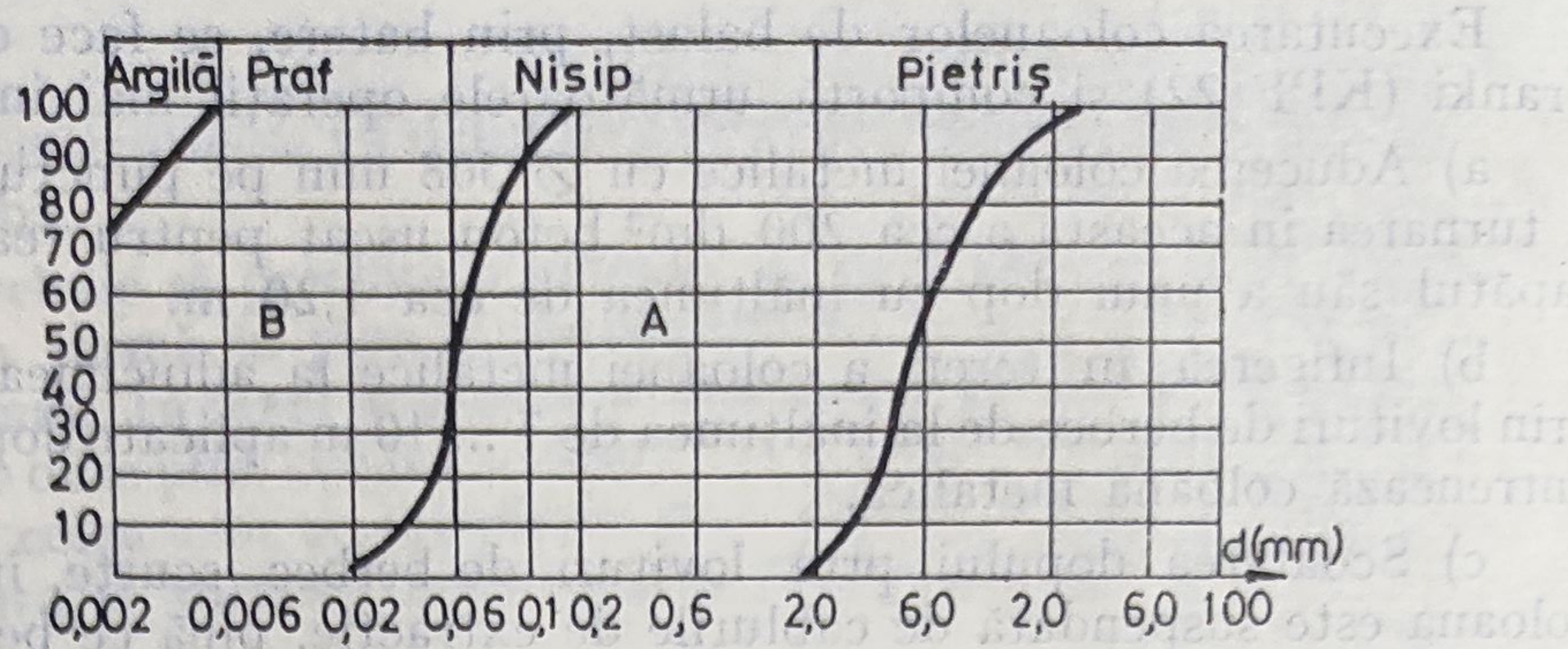


Fig. 13.2 — Domeniul de utilizare a îmbunătățirii cu vibromaiul:
A — domeniu cu eficiență sporită pentru îmbunătățire; *B* — domeniu cu eficiență realizabilă în timp

În cazul mîlurilor și argilelor saturate, coloanele din materialele granulare produc o înlocuire importantă din pămîntul slab și joacă rol de dren vertical, fiind recomandabile numai la construcții ușoare.

Adîncimea pe care se realizează îmbunătățirea terenurilor slabe depinde de grosimea și natura straturilor, un factor important fiind și parametrii utilajelor vibratoare. În cazul nisipurilor argiloase, nisipurilor prăfoase, argilelor nisipoase și umpluturilor, se compactează grosimi de 6 ... 8 m, iar în cazul pămînturilor necoezive adîncimi pînă la cca 10 m.

În cazul nisipurilor și a altor pămînturi aflate în stare nesaturată, calculul distanței dintre axele ploturilor se face cu relația:

$$l = c\sqrt{\frac{V}{h_i}\cdot\frac{1-n_f}{n_i-n_f}} \tag{13.5}$$

în care:
$$c = \sqrt{\frac{2m}{\sqrt{3}}} \tag{13.6}$$

n_f — porozitatea medie finală a terenului îmbunătățit;
n_i — porozitatea medie inițială a terenului natural;
m — coeficient apreciat în funcție de cantitatea materialului adăugat, comparativ cu volumul maiului și ale cărui valori sînt cuprinse între 1 și 1,5;
V — volumul vibromaiului introdus în pămînt;
h_i — grosimea stratului îmbunătățit; pentru nisipuri curate $h_i = h = 4 \cdot D_m$, iar pentru nisipuri argiloase, nisipuri prăfoase, umpluturi etc. $h_i' = h + 2 \cdot D_m$; atunci cînd vîrful maiului ajunge în teren rezistent $h_i = h$;
D_m — diametrul mediu echivalent al vibromaiului;
h — înălțimea vibromaiului introdus în teren ([16]).

Pentru întregul volum îmbunătățit, porozitatea medie finală se determină cu relația:

$$n_f = \frac{V_c - V_s}{V_c} \tag{13.7}$$

în care: V_c este volumul terenului de fundare îmbunătățit;
V_s — volumul părții solide a pământului, ținîndu-se seama și de materialul introdus în ploturi.

În funcție de porozitatea medie finală n_f se stabilesc caracteristicile de rezistență Φ și c, după care se efectuează calculul capacității portante a terenului compactat.

Expresiile 13.5 ... 13.7 sînt prezentate în „Normativul privind îmbunătățirea terenurilor de fundare slabe prin procedee mecanice — Indicativ C 29-85", unde sînt arătate și o serie de alte condiții și aspecte necesare aplicării și înțelegerii mai bune a procedeului respectiv.

Dacă este necesar, la terenurile foarte slabe, procesul de îndesare a materialului de adaos se poate relua de mai multe ori. Durata de execuție a unei coloane variază între 1 și 15 min, în funcție de natura terenului și dimensiunile vibromaiului.

Se consideră că ploturile — coloanele de balast — sînt corespunzătoare, dacă vibromaiul a pătruns în teren pînă la cota finală și cantitatea de material introdus corespunde celei calculate și verificate experimental.

* * *

Vibroînțeparea este o metodă eficace de compactare a straturilor nisipoase afînate, avînd grosimea pînă la cca 6 m.

În timpul procesului de vibroînțepare se realizează fluidizarea unei părți a masei de nisip saturat, ceea ce determină reducerea accentuată a forțelor de frecare și reașezarea părții solide într-o poziție mai îndesată.

Prin această metodă se poate obține o creștere medie a gradului de îndesare a nisipurilor de 20 ... 30%.

Dispozitivul de îndesare — vibroînțepătorul — este alcătuit dintr-o carcasă metalică spațială cu o tijă cilindrică lungă pînă la 6 m, pe care sînt dispuse la distanțe egale cîte patru bare orizontale, așezate în cruce, și la a cărei parte superioară este fixată o placă metalică prin intermediul căreia se face prinderea la vibroagregat. În mod obișnuit se utilizează agregatele vibratoare VVPS 20/11, AVP-1 sau VE3, care servesc la introducerea în teren a dispozitivului de îndesare și la extragerea acestuia.

În linii generale tehnologia de execuţie a operaţiilor respective constă din:

— introducerea prin vibrare a carcasei metalice în masa de nisip cu o viteză medie de 1 m/min;

— după atingerea cotei continuarea vibrării timp de cca 2 min, pentru ca influenţa compactării să se resimtă pe o distanţă egală cu de 6 ori lungimea barelor orizontale;

— cu vibratorul în funcţiune se efectuează extragerea carcasei metalice din pămînt.

În tot timpul ciclului de lucru, viteza de rotaţie a excentricelor vibratorului trebuie să fie de minimum 1 000 rot/min.

Vibroînţepările se prevăd a se executa în nodurile unei reţele formată din triunghiuri echilaterale. La stabilirea distanţei dintre vibroînţepări (adică latura triunghiului echilateral), se are în vedere că raza de acţiune a dispozitivului este de pînă la 6 ori lungimea barelor orizontale ale acestuia.

13.6. PILOŢII DIN VAR NESTINS

Piloţii din var nestins cu diametrul pînă la 13 cm s-au utilizat în China. Între 1960 şi 1965 metoda respectivă de îmbunătăţire a pămînturilor s-a aplicat la construcţii mai importante în U.R.S.S., la Riga şi Barnaul (1). În ultimii ani piloţii cu var sînt utilizaţi la scară mare în cadrul construcţiilor amplasate pe pămînturi argiloase slabe, saturate.

Metoda obişnuită comportă următoarele operaţii mai importante:

— în stratul argilos saturat se execută foraje cu diametrul de 32 ... 50 cm; dacă pereţii forajelor nu se menţin, acestea se execută tubate;

— în găurile de foraj se introduce piatră de var sub formă de bulgări cu dimensiuni pînă la 2 ... 3 cm; în cazul forajelor tubate, piatra se introduce în paralel cu extragerea coloanelor, fiind necesar ca pînă la capătul tuburilor să existe în permanenţă bulgării pe o grosime de minimum 1 m;

— varul introdus se compactează cu un mai în greutate de 300 ... ... 400 kg care culisează în gaura de foraj tubată.

Procedeul arătat se aplică în cîteva etape şi principalele rezultate obţinute sînt:

— un prim efect pozitiv prezintă introducerea coloanelor prin batere sau vibrare, aşa cum s-a arătat anterior;

— introducerea și pilonarea pietrei de var, în paralel cu scoaterea coloanelor, determină extinderea în pămînt a materialului respectiv pe 2 ... 3 cm;

— în contact cu apa se produce stingerea varului și mărirea diametrului coloanei din acest material cu cca 60 ... 80%;

— căldura dezvoltată pînă la 300° determină evaporarea unei mari cantități a apei din pori și producerea unui efect de uscare, în aceste condiții fiind posibilă compactarea suprafeței terenului prin baterea cu maiuri grele;

— în fine pămîntul la contactul cu varul este afectat de anumite fenomene fizico-geologice, însoțite de îmbunătățirea caracteristicilor de rezistență ale terenului.

În cazul construcțiilor mai grele, neîntîrziat după realizarea piloților cu var, suprafața terenului se pilonează prin batere cu maiuri grele, după care se așterne un strat de pămînt compactat, cu grosimi care pot ajunge la 2 ... 3 m.

Este important ca varul să prezinte un grad de activitate mai mare de 75 %.

Metoda respectivă a fost utilizată cu succes la îmbunătățirea unor pămînturi de fundație alcătuite pe o grosime de cca 30 m din pămînturi loessoide cu o consistență moale curgătoare, caracterizate prin următorii indici geotehnici mai importanți: umiditatea $w = 23 ... 26\%$, modulul de deformație liniară $E = 1\,050 ... 1\,570$ kPa, unghiul de frecare interioară $\Phi = 13 ... 14°$, coeziunea $c = 0{,}12 ... 0{,}21$ daN/cm² (10^2kPa). În urma executării a cca 600 piloți la lucrarea respectivă din zona orașului Barnaul — U.R.S.S., caracteristicile de rezistență s-au îmbunătățit substanțial ajungînd la valorile: $E = 6\,500$ kPa la o distanță de 15 cm față de marginea pilotului, $\Phi = 17 ... 20°$ și $c = 0{,}3 ... 0{,}37$ daN/cm² (10^2 kPa) ([16]).

13.7. RAMBLEEREA AMPLASAMENTELOR CU TERENURI SLABE

În zonele depresionare ale luncilor, inclusiv în cele de bălți sau Delta Dunării, se impune deseori așezarea construcțiilor pe ramblee la cote de fundare mai ridicate impuse tehnologic sau în vederea realizării avantajelor arătate anterior la 13.3. (pernele din nisip sau alte materiale puțin coezive).

În cadrul lucrărilor noastre hidroameliorative s-a mers aproape integral pe întrebuințarea numai a pămînturilor disponibile în zonă,

materialele grosiere fiind utilizate numai în anumite cazuri speciale atunci cînd trebuie asigurată drenarea rapidă a apei provenită în urma procesului de tasare, la așternerea pernelor sub nivelul apelor sau pe pămînturi de consistență scăzută etc. Condițiile pe care trebuie să le îndeplinească pămîntul compactat, inclusiv greutatea volumică necesar de realizat, sînt stabilite prin studii geotehnice.

În practica noastră nu se merge, de obicei, pe realizarea necondiționată a unei greutăți volumice ridicate, așa după cum se impune într-o serie de normative. Principiile avute în vedere sînt: realizarea unor anumite caracteristici de rezistență, inclusiv de permeabilitate, posibil de obținut și la greutăți volumice inferioare față de cele corespunzătoare umidității optime de compactare. În această situație condițiile privind respectarea unei umidități stricte nu sînt atît de severe și astfel se ușurează mult procesul de execuție. De fapt în cazul zonelor de luncă și baltă cu terenurile predominant saturate, uscarea pămînturilor înainte de punerea în operă este aproape imposibilă sau legată de foarte mari greutăți: consumuri sporite de combustibil, lungirea timpului de execuție, scumpirea manoperii etc. și care în majoritatea cazurilor nu sînt justificate. De exemplu, un teren de fundație slab, loess inundat, mîl etc., nu permite executarea de ramblee cu taluzuri abrupte, acesta fiind un motiv important de a se renunța la condiția obținerii stării de îndesare ridicate a umpluturilor, neputîndu-se folosi avantajul rezistenței lor maxime.

Pentru aprecierea proprietăților pămîntului ca material de construcție, se impune efectuarea corespunzătoare a studiilor geotehnice.

În această privință se poate menționa că metoda de compactare în laborator a probelor de pămînt cu dispozitivul Proctor, așa cum se arată într-o serie de publicații, prezintă o serie de neajunsuri:

— în primul rînd cu metoda Proctor, îndesarea pămîntului în laborator se realizează prin batere și nu prin rulare, așa cum se procedează cu cilindrii compresori pe șantiere și în consecință în funcție de determinările de laborator nu se pot obține date privind tehnologia de lucru din practică, care este important să fie cunoscută de proiectare;

— în al doilea rînd la metoda Proctor, pămînturile analizate se prelucrează sub forma unei mase bine omogenizate, complet diferită față de starea de agregare a acelorași pămînturi la punerea în operă, cu bulgări de diferite mărimi, care se compactează în straturi de cîțiva zeci de cm grosime.

Urmarea importantă a acestei situații este nepotrivirea între caracteristicile de rezistență ale pămîntului îndesat după procedeul Proctor în laborator, față de cele efective ce se obțin pe șantiere la compactarea pămîntului sub forma de agregare. Diferențele de valori

în această privință, citate în literatura de specialitate, au fost confirmate și în practica noastră ([11]).

Pentru eliminarea deficiențelor legate de metoda Proctor, în cadrul I.S.P.I.F., a fost conceput un nou sistem de compactare a pământurilor, prevăzut în STAS 1913-/4-74. Acesta realizează în laborator compactarea unor straturi de pământ în grosimi de cca 30 cm aflate într-o stare asemănătoare celei de pe șantiere și care modelează aproape la scara 1: 1 procesul de îndesare prin cilindri compresori care are loc în realitate. Acest procedeu de investigație a fost utilizat cu succes la o serie de lucrări, inclusiv a unora abordate cu specialiști străini ca de exemplu Barajul de pe Prut de la Stînca Costești și Nodul Hidrotehnic de pe Dunăre de la Turnu Măgurele-Nicopole. Starea de eforturi din terenul de fundare aflat sub ramblee se efectuează comod după metoda lui O s t e r b e r g , arătată la 4.3, în care caz se impune utilizarea graficului de la figura 4.2.

Pentru verificarea stabilității construcțiilor executate pe rambleele înalte în vecinătatea marginei acestora, se poate utiliza formula prezentată anterior 8.3.

Verificarea stabilității la refulare a pământurilor de fundare slabe pe sub rambleele mai înalte, așa cum a fost cazul la unele privaluri din lunca Dunării, se poate efectua după metoda arătată mai jos, folosită în practica americană.

Inițial, se determină presiunea activă de împingere laterală a pământului de fundare de sub ampriza rambleului, provocată de greutatea acestuia. Urmează determinarea presiunii pasive din exterior, care se opune presiunii active și prin egalarea acestora rezultă ecuația de echilibru și anume ([28]):

$$t = \frac{H_1^2 - H_2^2}{2 \cdot B} \cdot \gamma \cdot \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\psi_1}{2}\right) \qquad (13.8)$$

în care: t este rezistența medie la tăiere a pământului de fundare;

γ — greutatea volumică a pământului de fundare;

ψ_1 — unghiul de frecare interioară echivalent dedus din

$$\operatorname{tg} \psi_1' = \frac{c + H_1 \cdot \gamma \cdot \operatorname{tg}\Phi}{\gamma \cdot H} \qquad (13.9)$$

c fiind coeziunea pământului de fundare, iar Φ unghiul de frecare interioară a acestuia.

Semnificațiile lui H_1, H_2 și B se văd în figura 13.3.

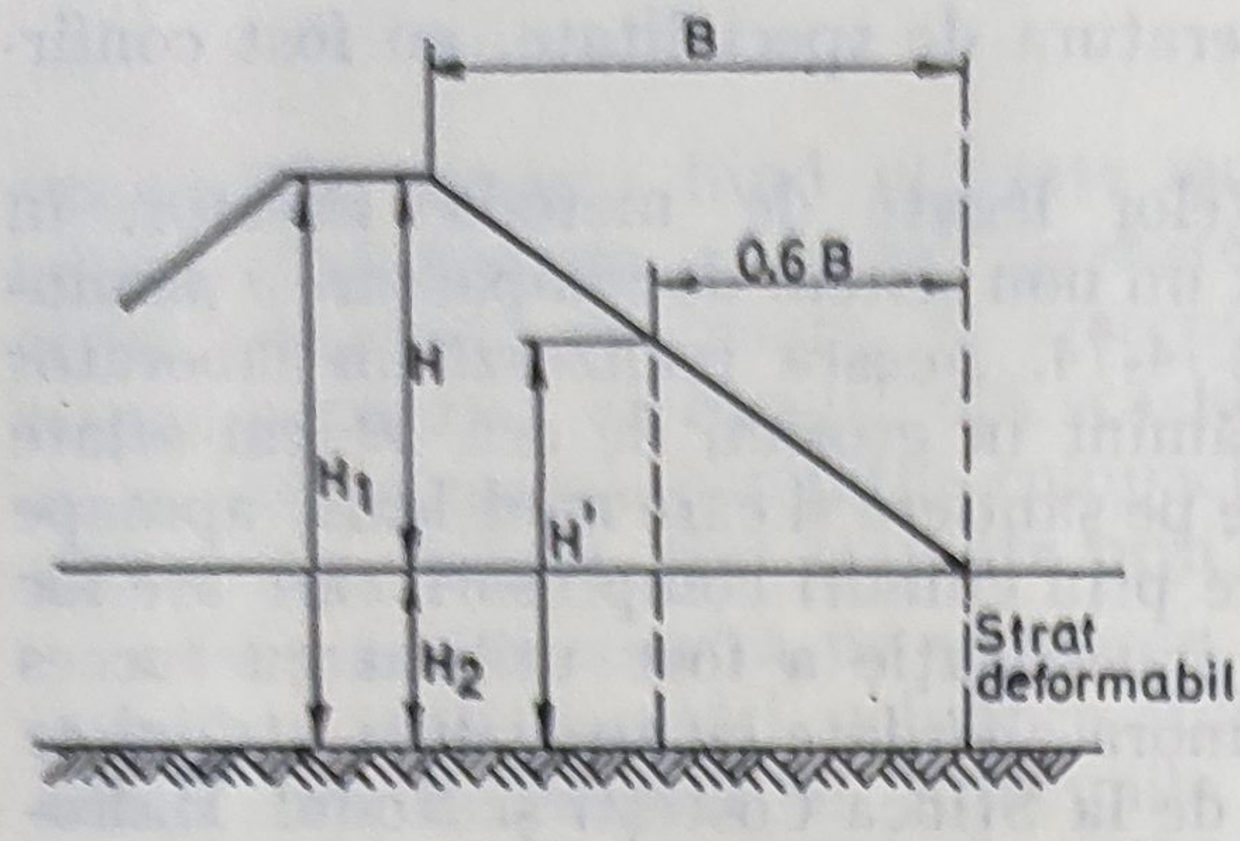


Fig. 13.3 – Schemă la formula 13.8

Efortul de tăiere maxim este dat de relația:

$$t_{max} = 1{,}4\ t \tag{13.10}$$

și care acționează la o distanță de 0,68 față de piciorul taluzului.

Rezistența la forfecare a fundației la piciorul taluzului este:

$$t_1 = c + \gamma \cdot H_2 \cdot \operatorname{tg} \Phi \tag{13.11}$$

iar în punctul unde acționează t_{max}:

$$t_2 = c + \gamma_1 \cdot H' \cdot \operatorname{tg} \Phi \tag{13.12}$$

în care: γ_1 este greutatea volumică medie a coloanei verticale de pămînt la distanța de 0,6 B față de piciorul taluzului.

În vederea asigurării stabilității contra refulării, coeficientul de stabilitate η_{min} trebuie să satisfacă condițiile:

$$\eta_{min} = \frac{t_1}{t} \simeq 2 \quad \text{și} \quad \eta_{min} = \frac{t_2}{t_{max}} \simeq 1{,}5 \tag{13.13}$$

Această metodă de calcul a fost utilizată cu rezultate pozitive la o serie de lucrări din practica noastră.

În cazul unui strat de fundare moale, de sub un rambleu cu lățimea B, avînd grosimea h pînă la stratul rezistent peste care este așternut, și atunci cînd $h > B$, J ű r g e n s o n propune verificarea stabilității cu formula:

$$t = 0{,}356\ N \tag{13.14}$$

în care semnificația lui t este dată de formula 13.8 iar $N = \gamma . H$, γ fiind greutatea volumică a pămîntului din rambleu și H înălțimea acestuia.

Pe baza cercetării modului de comportare a diferitelor umpluturi, unii specialiști au juns la concluzia posibilității utilizării pămînturilor

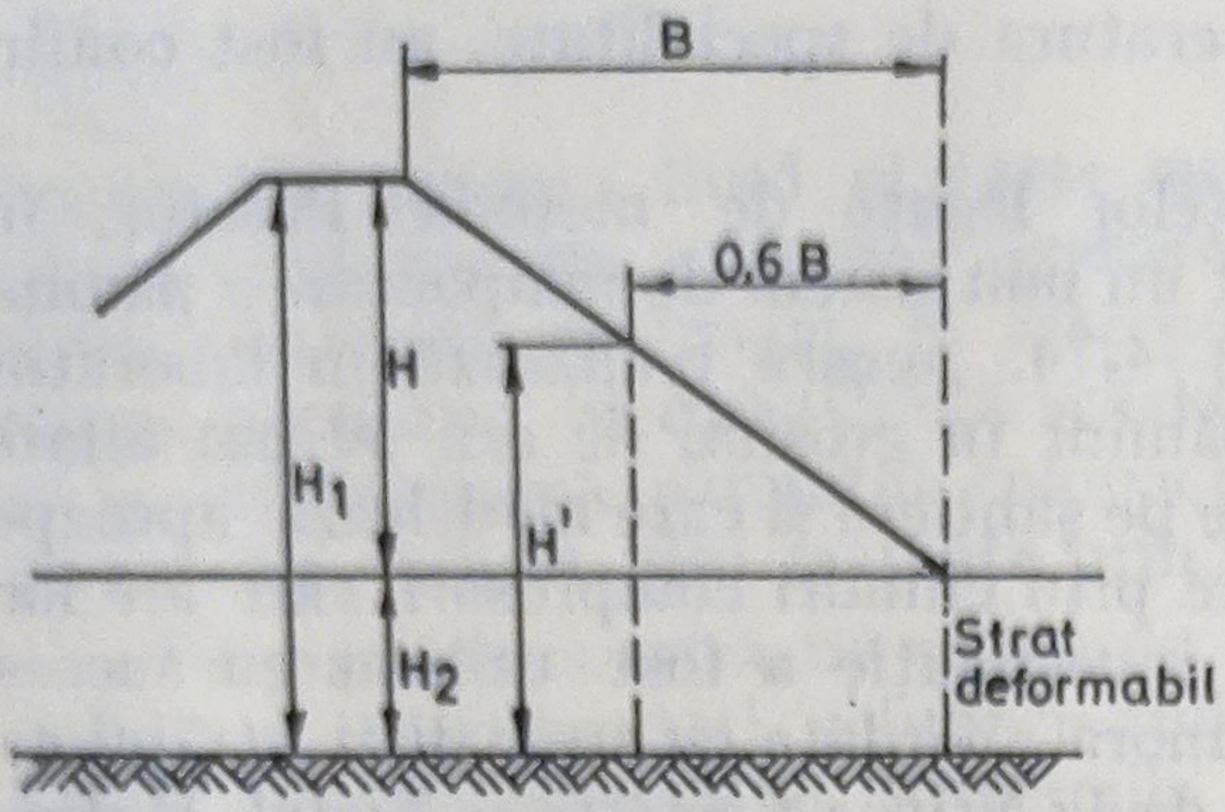


Fig. 13.3 – Schemă la formula 13.8

Efortul de tăiere maxim este dat de relația:

$$t_{max} = 1{,}4\ t \tag{13.10}$$

și care acționează la o distanță de 0,68 față de piciorul taluzului.

Rezistența la forfecare a fundației la piciorul taluzului este:

$$t_1 = c + \gamma \cdot H_2 \cdot \operatorname{tg} \Phi \tag{13.11}$$

iar în punctul unde acționează t_{max}:

$$t_2 = c + \gamma_1 \cdot H' \cdot \operatorname{tg} \Phi \tag{13.12}$$

în care: γ_1 este greutatea volumică medie a coloanei verticale de pămînt la distanța de 0,6 B față de piciorul taluzului.

În vederea asigurării stabilității contra refulării, coeficientul de stabilitate η_{min} trebuie să satisfacă condițiile:

$$\eta_{min} = \frac{t_1}{t} \simeq 2 \quad \text{și} \quad \eta_{min} = \frac{t_2}{t_{max}} \simeq 1{,}5 \tag{13.13}$$

Această metodă de calcul a fost utilizată cu rezultate pozitive la o serie de lucrări din practica noastră.

În cazul unui strat de fundare moale, de sub un rambleu cu lățimea B, avînd grosimea h pînă la stratul rezistent peste care este așternut, și atunci cînd $h > B$, J ű r g e n s o n propune verificarea stabilității cu formula:

$$t = 0{,}356\ N \tag{13.14}$$

în care semnificația lui t este dată de formula 13.8 iar $N = \gamma . H$, γ fiind greutatea volumică a pămîntului din rambleu și H înălțimea acestuia.

Pe baza cercetării modului de comportare a diferitelor umpluturi, unii specialiști au juns la concluzia posibilității utilizării pămînturilor

pentru realizarea rambleelor cu un conținut de săruri ridicat pînă la cca 10%, independent de prescripțiile unor normative care condiționează limite mai scăzute. În unele cazuri însă, în practica lucrărilor din țara noastră s-au utilizat pămînturi cu un conținut și mai ridicat de substanțe solubile (amenajările piscicole din Deltă unde pămîntul a prezentat un procent ridicat de substanțe organice). În această situație, construcțiile amplasate pe astfel de ramblee trebuie proiectate în conformitate cu recomandările arătate la subcapitolul următor 13.8.

Referitor la procedeele de execuție a rambleelor se vor avea în vedere recomandările arătate anterior la 13.3.

Independent de utilizarea diferitelor mijloace de compactare, discutate anterior, în practica sistemelor hidroameliorative se are în vedere îndesarea pămînturilor puse în operă prin circulația mijloacelor terasiere de transport a pămînturilor. În acest scop se prevăd scheme de mișcare a utilajelor care să calce de mai multe ori aceeași fîșie de pămînt, unde straturile ce se depun sînt nivelate în prealabil cu buldozerele.

13.8. SISTEME CONSTRUCTIVE LA FUNDAREA PE TERENURI SLABE ÎMBUNĂTĂȚITE PARȚIAL

Dacă executarea fundațiilor de adîncime, sau luarea de măsuri radicale privind îmbunătățirea pămînturilor, sînt oneroase și greu de realizat, în practica noastră s-a mers pe principiul unei îmbunătățiri parțiale a terenului cu prevederea a o serie de măsuri, care să permită comportarea în bune condiții a construcțiilor.

O primă măsură este armarea fundațiilor. Se utilizează deseori fundații radier, tălpi încrucișate sau continui, armate corespunzător.

În același timp se dă preferință zidurilor din cărămidă prevăzute cu centuri de beton armat la fundații, cornișe și nivelele dintre etaje.

Pentru lucrările cu dimensiuni reduse în plan, se dă preferință sistemelor constructive tip monolit, cu rigiditate spațială accentuată. Prin adoptarea unor astfel de soluții se creează o siguranță de exploatare ridicată, lucrările respective fiind mai rezistente și putînd să suporte mai bine tasările.

La lucrările cu dimensiuni mai mari, se adoptă structuri casetate cu rosturi de tasare la distanțe de maximum 10 ... 15 m, care segmentează construcția în elemente rigide.

Vanele, stăvilarele și alte elemente mobile ale construcțiilor trebuie dispuse în cadre rigide, pentru ca buna lor funcționare să nu fie stînjenită în eventualitatea tasărilor neuniforme. Cînd există pericolul unor

tasări mari, este recomandabil ca la construcţiile mai importante să fie prevăzute stăvilare provizorii, care să funcţioneze în perioadele efectuării eventualelor reparaţii.

Părţile superioare ale construcţiilor trebuie să fie supraînălţate cu un spaţiu de siguranţă care să depăşească tasarea probabilă.

Eventual se prevede o perioadă de construcţie mai îndelungată care să permită desfăşurarea lentă a tasărilor şi consolidarea treptată a pământurilor.

Mortarele de ciment vor conţine un dozaj mai ridicat de liant pentru a rezista mai bine la ascensiunea capilară a apelor provenite din pământul de fundare saturat.

Podelele se execută din materiale care pot rezista mai bine la tasările neuniforme ale pământului.

Cîteodată este recomandabil ca utilajele sensibile la tasare să fie introduse în construcţie numai după amortizarea într-o anumită măsură a fenomenului respectiv.

14. REALIZAREA FUNDAȚIILOR PE PĂMÎNTURI EXPANSIVE. COMBATEREA ÎNGHEȚULUI

14.1. CONSIDERAȚII GENERALE

Interacțiunea dintre anumite pămînturi cu apa, este caracterizată prin fenomenele de adsorbție, ce determină formarea în jurul fracțiunilor argiloase a unor pelicule lichide acționate de importante forțe moleculare. Această apă higroscopică strîns legată de scheletul mineral dezvoltă un efect de pană în zonele de contact dintre particulele argiloase, prin aceasta explicîndu-se fenomenele de umflare a anumitor terenuri. În contrast, la uscare, apa higroscopică se restrînge și particulele argiloase se apropie între ele, determinînd cunoscutele fenomene de contracție.

Pămînturile respective cu umflări și contracții mari la variațiile de umiditate, poartă denumirea de expansive sau, în mod mai curent, contractile.

În țara noastră astfel de pămînturi se întîlnesc aproape în toate regiunile geografice, îndeosebi în zonele subcarpatice din Oltenia și Muntenia, Podișul Transilvaniei, Cîmpia de Vest, zonele de luncă și terase din Podișul Moldovenesc etc.

În instrucțiunile tehnice pentru proiectarea și executarea construcțiilor pe pămînturi contractile — indicativ P.70—79 se cere ca aprecierea gradului de contractilitate a pămînturilor să se efectueze conform STAS 9262-73 pe baza rezultatelor obținute prin încercări de laborator prezentate în STAS 1913/12-82.

Caracteristicile respective sînt arătate în tabelul 14.1.

Semnificațiile simbolurilor din tabel sînt:

I_p este indicele de plasticitate prezentat în formula 1.1;

I_A — indicele de activitate, dat de expresia:

$$I_A = \frac{I_p}{A} \tag{14.1}$$

semnificația lui A fiind arătată în tabelul 14.1.

Contractilitatea

Categoria pămînturilor	Argilă % A < 0,002 mm	I_p %	I_A	C_p	U_L %
Foarte active	> 30	> 35	> 1,25	$I_p \geqslant C_p$	> 140
Active	18 ... 35	25 ... 35	1,00 ... 1,25	$I_p \geqslant C_p$	100 ... 140
Puțin active	15 ... 25	20 ... 30	0,75... 1,00	$I_p \geqslant C_p$	70 ... 100

C_p este criteriul de plasticitate dat de formula:

$$C_p = 0{,}73\ (w_L - 20), \tag{14.2.}$$

w_L fiind limita de curgere; U_L este umflarea liberă dată de formula:

$$U_L\% = \frac{V_f - V_i}{V_i} \cdot 100 \tag{14.3}$$

în care: V_f este volumul final, iar V_i volumul inițial;

C_v — contracția volumică care reprezintă raportul procentual dintre variația de volum, datorită uscării unui pămînt saturat cu volumul inițial V_i adică:

$$C_V\% = \frac{V_i - V_f}{V_f} \cdot 100 \tag{14.4}$$

w_s — limita de contracție, care reprezintă umiditatea sub care nu mai au loc variații importante de volum ale pămîntului (determinate conform STAS 1913/12-82).

q_u — căldura maximă de umezire determinată conform STAS 1913/9-76;

w_{15} — capacitatea de reținere a apei la sucțiunea de 15 bari, determinată conform STAS 9180-73;

P_u — presiunea de umflare.

Influența conținutului de fracțiuni argiloase cu dimensiuni $d < 0{,}005$ mm asupra contractilității se vede din graficul din figura 14.1. Corelația respectivă a fost stabilită în condițiile acționării la suprafața terenului, sau talpa de fundare, a unei presiuni de $p = 0{,}5$ daN/cm^2 (10^2 kPa) ([29]).

Tabelul 14.1

pămînturilor

w_s %	C_V %		q_u max. I/g	w_{18}	P_u MPa
	tulburat	netulburat			
< 10	> 100	> 35	> 37	> 18	> 0,4
14 ... 10	75 ... 100	25 ... 35	25 ... 37	13 ... 18	0,1 ... 0,4
16 ... 14	55 ... 75	15 ... 25	12 ... 25	10 ... 13	0,05 ... 0,1

Capacitatea de umflare este influențată într-o anumită măsură de greutatea volumică a pămîntului și umiditatea inițială, așa după cum se poate vedea din corelațiile prezentate în figurile 14.2 și 14.3.

Corelații între contractilitate și valorile limitelor de plasticitate nu au fost stabilite, însă se constată o evidentă accentuare a fenomenului respectiv funcție de creșterea plasticității.

La abordarea problemelor legate de contractilitate, este importantă evaluarea presiunilor exercitate de masa pămîntului în timpul desfășurării fenomenelor respective.

Un exemplu de corelație între capacitatea de umflare și presiunea exercitată, stabilită la o argilă sarmatică, este arătată în figura 14.4, din care se vede că o presiune redusă, pînă la circa 1 daN/cm² (10^2 kPa),

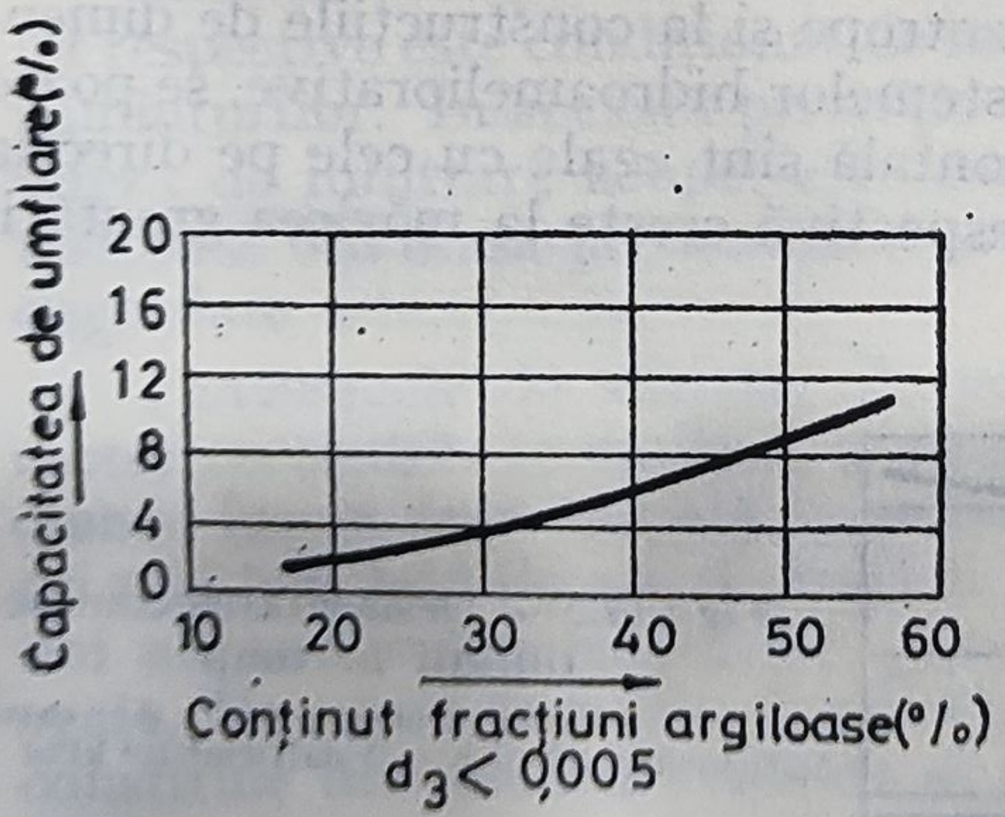


Fig. 14.1 — Grafic de corelație pentru argile sarmatice între capacitatea de umflare și conținutul de fracțiuni argiloase[29]

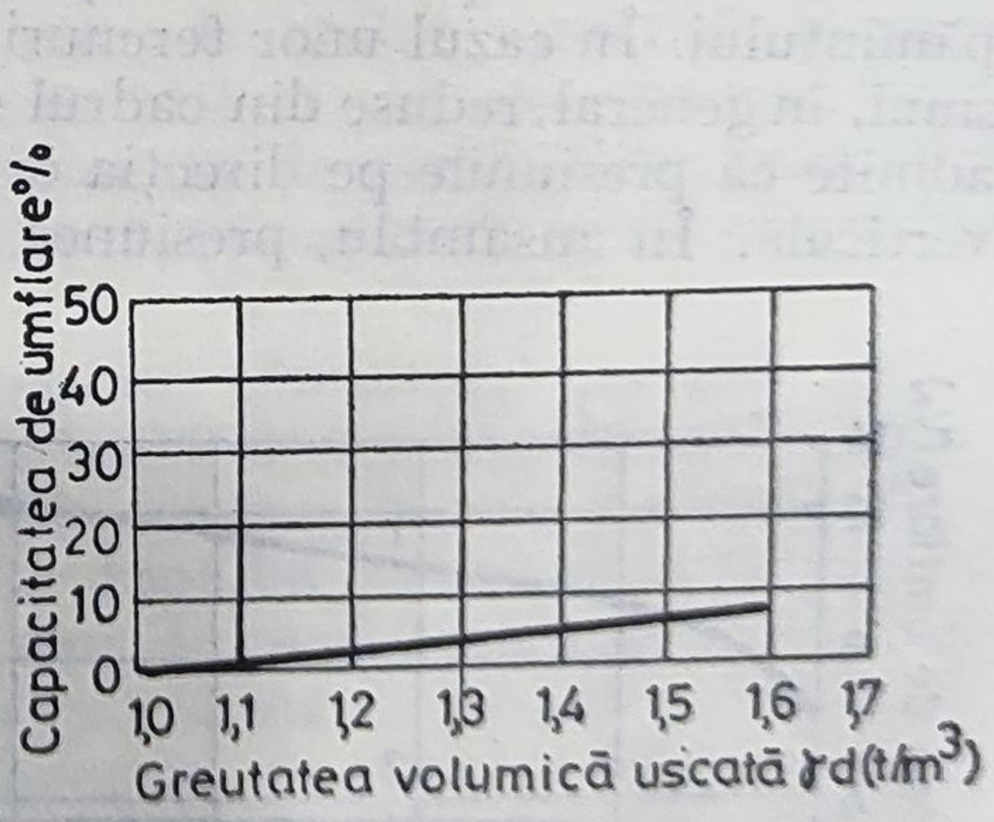


Fig. 14.2 — Grafic de corelație dintre capacitatea de umflare și greutatea volumică uscată la argile sarmatice

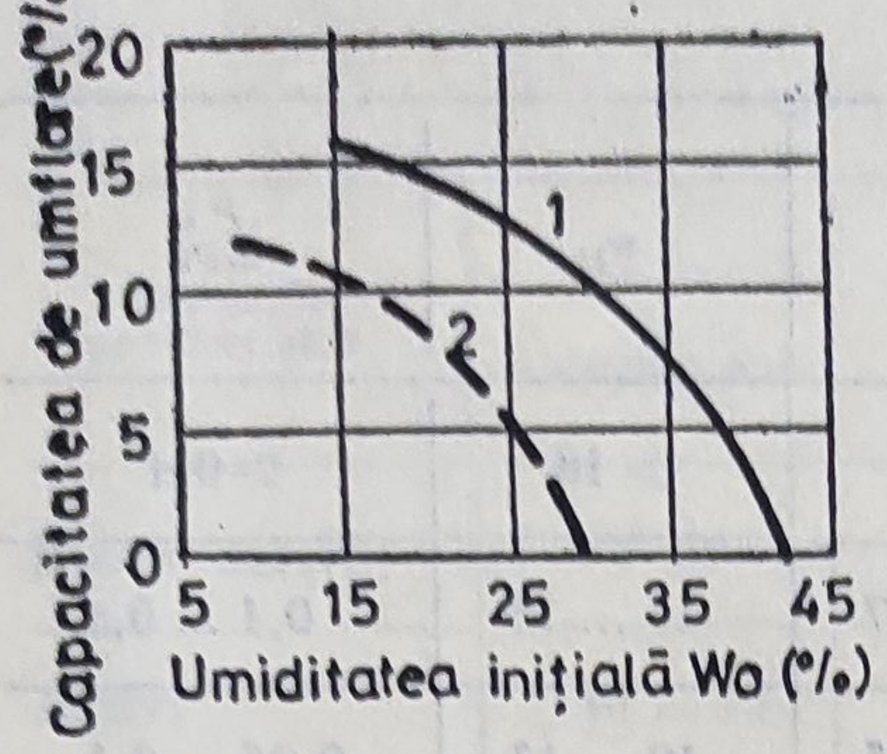


Fig. 14.3 — Grafic de corelație dintre capacitatea de umflare și umiditate:

1 — cazul unei argile cu structura nedegradată; *2* — cazul aceleași argile cu structura degradată

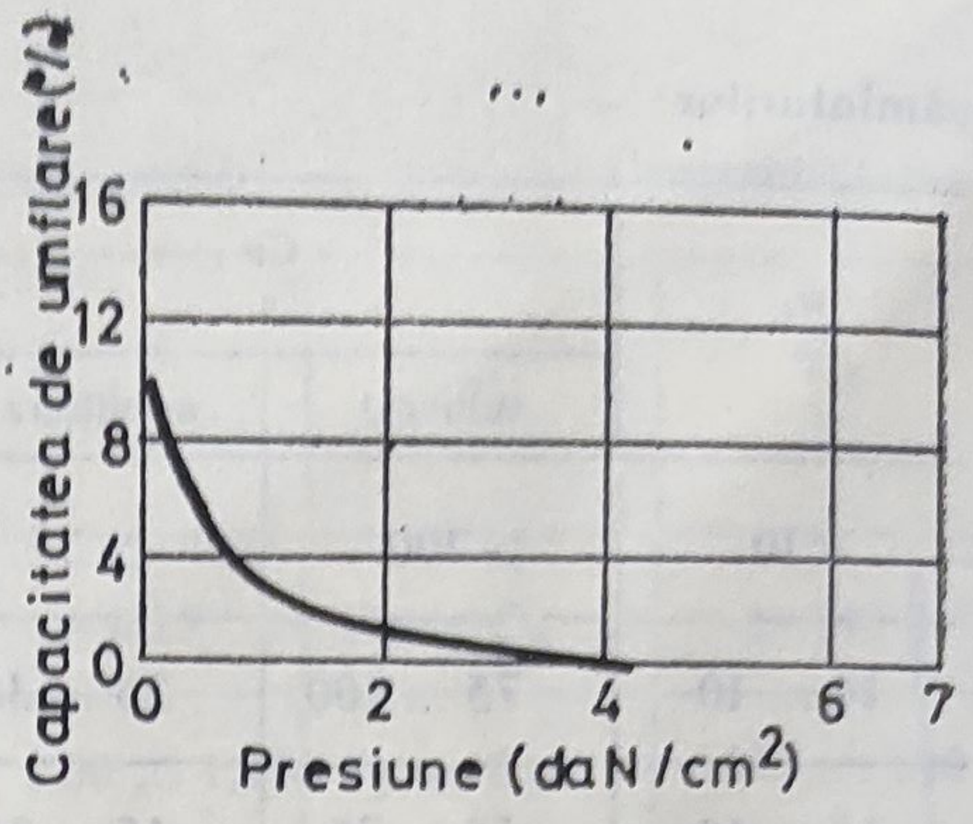


Fig. 14.4 — Grafic de corelație dintre capacitatea de umflare și presiuni în cazul unei argile sarmatice

poate anihila aproximativ 70 ... 80% valoarea umflării. Adică presiuni reduse pînă la 1 daN/cm² exercitate la talpa de fundare, reduc substanțial influența fenomenelor de contractilitate ([29]).

În afară de anihilarea substanțială a tendinței de umflare, presiunile exercitate asupra pămîntului grăbesc ritmul desfășurării fenomenului respectiv și pentru exemplificare se poate vedea graficul din figura 14.5.

În paralel cu variațiile de volum funcție de umiditate, iau naștere presiuni desfășurate atît pe direcții verticale, cît și orizontale, cunoașterea acestora fiind importantă la proiectarea construcțiilor de susținerea pămîntului. În cazul unor terenuri izotrope și la construcțiile de dimensiuni, în general, reduse din cadrul sistemelor hidroameliorative, se poate admite că presiunile pe direcția orizontală sînt egale cu cele pe direcția verticală. În ansamblu, presiunea respectivă crește la mărirea greutății

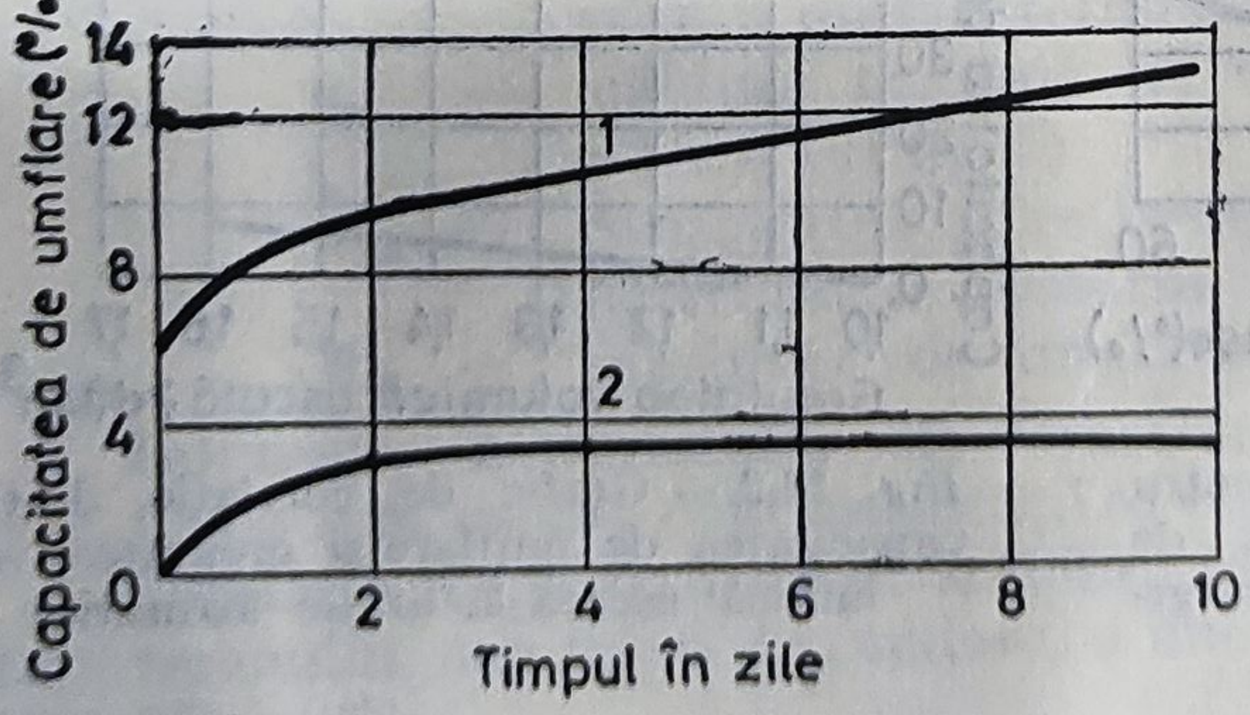


Fig. 14.5 — Desfășurarea contractilității în timp:

1 — cazul unei presiuni $p = 0$; *2* — cazul unei presiuni p = 2 daN/cm²/10² kPa)

volumice a pământului și scade în funcție de creșterea umidității. Într-un caz particular, pentru o argilă cu greutatea volumică uscată γ_d = = 13 kN/m³, presiunea orizontală provocată de umflare este 0,4 daN/cm² și la γ_d = 1,87 kN/m³ înregistrează 2,2 daN/cm² (10^2kPa). La o argilă asemănătoare cu γ_d = 13 kN/m³, avînd umiditatea w = 8% presiunea orizontală s-a determinat 1,7 daN/cm² și a înregistrat o cădere la 1,2 daN/cm² (10^2kPa) în cazul creșterii umidității pînă în jurul valorii w = 25%.

Argilozitatea pămînturilor prezintă de asemenea o influență semnificativă asupra presiunilor exercitate de acestea și care este ilustrată prin următoarele date cu caracter aproximativ: la prafuri presiunea variază în mod mai frecvent între p = 0,1 și 0,6 daN/cm² (10^2 kPa), la prafuri argiloase între p = 0,6 și 1,8 daN/cm², iar la argile între p = = 1,8 și 3 daN/cm² (10^2 kPa).

Este important faptul că pămînturile expansive, cu structura nedegradată, generează presiuni orizontale care depășesc de circa 1,5 ori solicitarea provocată de aceleași pămînturi cu structura degradată. În această situație este preferabilă executarea zidurilor de sprijin cu umpluturi în spatele lor, evitîndu-se aplicarea structurilor respective pe pămînturile în starea naturală. S-a constatat experimental că, presiunile de împingere orizontale sînt mai mari la construcțiile rigide care nu permit deplasări, față de cele ușor deformabile. La dimensionarea construcțiilor respective se admite că presiunea de împingere a pămînturilor expansive este uniformă pe înălțime, putîndu-se aproxima la circa 80% din cea orizontală maximă.

Ritmul desfășurării fenomenelor de umflare și a producerii eforturilor respective este condiționat de înaintarea frontului umectării în masa pămînturilor. În această privință, în paralel cu creșterea permeabilității viteza de infiltrare a apei este condiționată de eventualele intercalații nisipoase din masa predominant argiloasă, prezența de fisuri și structuri degradate etc.

Fenomenele de variație ale volumului pămîntului prezintă un caracter reversibil: se umflă la creșterea umidității și se contractă la uscăciune. Într-o fază inițială, procesul de contracție este de circa 3 ... 4 ori mai lent față de cel al umflării, dar după un anumit ciclu de succesiuni a fenomenelor respective, perioadele de umflare și contracții devin egale. Un efect deosebit al repetării proceselor de umezire și uscare îl constituie diminuarea evidentă a procesului de umflare-contracție pînă la o anumită valoare. Această atenuare a fenomenului respectiv, denumită în mod sugestiv de unii cercetători „oboseala contractilității", este mai accentuată la pămînturile neacționate de sarcini exterioare, de exemplu la suprafața taluzurilor săpăturilor executate în astfel de pămînturi ([13]).

La construcțiile din cadrul sistemelor hidroameliorative, care acționează asupra tălpii de fundare cu presiuni în general reduse pînă la 1 ... 2 daN/cm² (10^2 kPa) numărul de cicluri după care umflarea-contractilitatea ating o valoare minimă invariabilă este de circa 3 ... 4.

În afară de natura pămîntului și presiunea exercitată asupra acestuia, umflarea pămîntului este influențată și de extinderea ariei inundate.

Dintre factorii mai importanți care determină variațiile de volum ale pămînturilor, sînt agenții climaterici și infiltrațiile de apă.

Agenții climaterici prezintă anumite carcteristici specifice variațiilor sezoniere: uscăciune vara, exces de umiditate iarna și primăvara etc. care determină o comportare corespunzătoare a construcțiilor așezate pe pămînturi contractile.

Infiltrațiile de apă provin în general din diferite surse. În cazul unor infiltrații generate de caracterul construcțiilor, de exemplu a celor hidrotehnice, la care preîntîmpinarea infiltrațiilor de apă în pămînt este în general ineficace și deseori se produce repetat, în primul an ridicarea construcțiilor provocată de umflarea pămînturilor umezite este maximă, fiind înregistrate cazuri de 5 ... 10 mm/lună; în cel de al doilea an intensitatea ridicărilor scade la 0,5 ... 1,5 mm/lună, iar în continuare fenomenul respectiv diminuează și nu mai prezintă importanță practică.

Față de unele aspecte și manifestări ale pămînturilor contractile arătate pînă în prezent, rezultă o serie de concluzii, discutate în continuare, care trebuie avute în vedere la redactarea studiilor geotehnice pentru amplasamentele situate în zone cu astfel de terenuri.

În primul rînd prin încercări de laborator trebuie determinate valorile caracteristicilor enumerate în tabelul 14.1. În mod obligatoriu va trebui să fie prevăzută și valoarea indicelui de contracție-umflare I_{CU}, care arată tendința de variație a volumului (contracție sau umflare), în funcție de care se stabilesc măsurile necesare la proiectarea și execuția construcțiilor fundate pe pămînturi contractile. Conform STAS 9262-72, indicele de contracție-umflare I_{CU}, este dat de relația:

$$I_{CU} = \frac{w_{sat} - w}{w_{sat} - w_s} \tag{14.5}$$

în care: w_{sat} este umiditatea la saturație a pămîntului respectiv;
w_s — limita de contracție, determinată conform STAS 1913/12-82;
w — umiditatea naturală a pămîntului.

Din punct de vedere al stării de contractilitate, în funcție de valoarea I_{CU}, pămînturile contractile pot prezenta următoarele stări:
— $I_{CU} = 0$, posibile numai fenomene de contracție;

— $0 < I_{cv} < 1$, posibile atît fenomene de contracție, cît și fenomene de umflare;

— $I_{cv} = 1$, posibile numai fenomene de umflare.

În cadrul studiilor geotehnice, în afară de sensibilitatea la contractilitate vor trebui precizate: adîncimea față de suprafața terenului pînă la care se resimt variațiile de volum ale pămîntului, amploarea fenomenelor, prezența surselor de ape și posibilitatea accesului acestora în zona activă de sub fundații, schimbarea caracteristicilor de tăiere în funcție de variațiile de volum etc.

Stabilirea capacității portante se face funcție de caracteristicile de tăiere în stare naturală ale pămînturilor și nu după umflarea lor, cu condiția însă a turnării betonului de fundație neîntîrziat după terminarea săpăturilor.

Într-o serie de cazuri apreciate de specialiști, de exemplu la stabilirea înclinării taluzurilor, proiectarea urmează a se face însă în funcție de caracteristicile de tăiere ale pămînturilor degradate prin procesele de umflare-contracție. În cazul argilelor sarmatice, care prezintă o mare răspîndire în țara noastră, caracteristicile de tăiere după inundare scad în mod sensibil și anume: unghiul de frecare interioară aproape de 2 ori, iar coeziunea de 4 ... 5 ori. Acesta este motivul adoptării de taluzuri dulci în săpăturile executate în pămînturi contractile.

14.2. PRINCIPII DE PROIECTARE. MĂSURI PENTRU PREVENIREA INFLUENȚEI APEI ASUPRA PĂMÎNTURILOR CONTRACTILE

Proiectarea fundațiilor construcțiilor în zone cu pămînturi contractile se efectuează ca de obicei în baza datelor studiilor geotehnice. Măsurile de ansamblu ce urmează a fi avute în vedere se înțeleg mai bine prin prisma considerațiilor generale privind pămînturile contractile arătate anterior la 14.1.

În normativele noastre se prevede că din punct de vedere al gradului de siguranță construcțiile se pot realiza:

—cu asigurarea de gradul I, cînd prin măsurile luate se urmărește ca toate elementele componente și construcția în ansamblul ei să poată prelua eforturile suplimentare provenite din tasări sau împingeri generate de contracția sau umflarea terenului, fără a se periclita structura de rezistență;

— cu gradul de asigurare II, cînd măsurile ce se iau, au drept scop limitarea degradărilor, astfel încît acestea să nu producă daune impor-

tante; această soluție este rațională în cadrul rețelelor hidroameliorative, atunci cînd remedierea pe parcurs a degradărilor revine mai puțin costisitoare decît abordarea de la început a unor măsuri radicale.

Un aspect important este vehicularea apelor în zona construcțiilor hidrotehnice din cadrul amenajărilor hidroameliorative, mai ales în perioadele calde la efectuarea irigațiilor, cînd survine creșterea umidității pămînturilor, fără ca aceasta să diminueze într-un mod mai pronunțat în perioadele reci, la întreruperea aducerii apei.

Măsurile ce se adoptă la proiectarea construcțiilor se aleg în funcție de adîncimea pentru fundare impusă tehnologic. In vederea evitării degradărilor se pot avea în vedere mai multe procedee constructive, arătate în continuare:

1. Se adoptă sisteme constructive susceptibile să reziste la variațiile de volum ale pămînturilor din fundații.

2. Pămînturile periculoase de sub fundații se înlocuiesc complet sau parțial prin umpluturi necontractile, astfel ca deformațiile provocate să nu fie dăunătoare pentru construcții.

3. Se utilizează pernele compensatorii.

4. Pămînturile de fundație se îmbunătățesc mai ales prin inundare.

5. Se pot utiliza piloți încastrați în pămînturile necontractile din adîncime, măsură care însă în practica noastră nu se aplică, astfel că în cele ce urmează aceasta nu va fi descrisă.

Metodele enumerate nu epuizează toate posibilitățile și există cazuri cînd este utilă aplicarea în paralel a mai multor posibilități de prevenire a influențelor provocate de variațiile volumului pămînturilor de sub fundații.

În vecinătatea construcțiilor amplasate în zone cu terenuri contractile la care nivelul hidrostatic se găsește la adîncimi mai mari, de 4 ... 5 m față de suprafața terenului, este importantă oprirea infiltrațiilor neuniforme de apă în apropierea fundațiilor pentru a se preveni variațiile de volum ale pămînturilor în zonele respective. Sursele de apă cu concentrări locale pot fi scurgerile din canalizări și rețele de alimentare cu apă, infiltrațiiile provenite din precipitații etc.

Pentru evitarea degradării construcțiilor din cauza infiltrațiilor de apă în pămînt se pot recomanda următoarele măsuri:

1. Conductele purtătoare de apă ce intră sau ies din clădiri se prevăd cu racorduri elastice și etanșe la traversarea zidurilor sau fundațiilor. Este necesar ca în interiorul clădirilor, conductele să fie montate aparent, în subsol și respectiv la primul nivel, pentru a fi accesibile controlului periodic și eventualelor reparații.

2. Se recomandă trotuare etanșe în jurul construcțiilor. Acestea vor trebui să prezinte o lățime de minimum 1,0 m și se vor așeza pe un strat de pămînt stabilizat, în grosime de 20 cm prevăzut cu pantă de 5% spre exterior, fiind totodată necesară realizarea unui pinten. În cadrul amenajărilor hidroameliorative, trotuarul este necesar numai în zonele circulabile, în rest construcțiile putînd fi încadrate cu un strat de pămînt stabilizat, în grosime de 20 ... 30 cm și o lățime de 1,5 m, care la suprafață se nivelează spre exterior pentru asigurarea îndepărtării apelor din imediata vecinătate a fundațiilor.

3. Suprafața terenului din zona construcțiilor se amenajează cu pante de scurgere spre exterior. Evacuarea apelor de pe acoperiș trebuie asigurată prin burlane racordate la rigolele impermeabile, cu debușee asigurate și preferabil direct în rețeaua de canalizare, la construcțiile mai importante.

Dat fiind regimul neuniform de umiditate a pămîntului provocat de vegetația arborescentă se evită plantarea cu menținerea de arbori în apropierea construcțiilor, pînă la o distanță de circa 3 ... 5 m față de perimetrul fundațiilor.

În funcție de intensitatea fenomenelor de uscare, diferitele specii de arbori se pot grupa după cum urmează ([21]):

— foarte periculoase: plopul, arinul, salcîmul, salcia;

— periculoase: stejarul, arțarul, mesteacănul, frasinul, fagul;

— puțin periculoase: bradul, pinul și în general coniferele.

În aceeași ordine de idei, se poate considera că existența unor grădini interioare cu udări mai intensive constituie un risc important.

Trebuie avut în vedere că efectele existenței vegetației se manifestă uneori după un timp mai îndelungat: 6 ... 12 ani — determinat de creșterea vegetației.

Existența arborilor conduce în general la tasări diferențiate, maxime în imediata vecinătate a trunchiului. Uneori s-au semnalat și deplasări pe orizontală pînă la 5 cm, datorită dezvoltării trunchiurilor sau rădăcinilor.

La construcțiile hidrotehnice, așa cum s-a arătat anterior, infiltrațiile de apă în majoritatea cazurilor sînt inevitabile, fapt ce trebuie avut în vedere la proiectare. Un fapt pozitiv ar fi saturarea terenurilor fără posibilitate de uscare ulterioară, așa cum deseori se poate conta în practica construcțiilor din rețelele hidroameliorative. În această situație se impun două concluzii mai importante:

— se va evita sub orice formă fundarea construcțiilor pe pămînturi uscate, care ulterior se pot umezi în urma infiltrațiilor dinspre suprafață;

— se va preîntîmpina uscarea periodică din imediata vecinătate a fundațiilor.

14.3. SISTEME DE FUNDARE

Adîncimea minimă de fundare se stabilește în primul rînd funcție de nivelul hidrostatic. În cazul apelor subterane coborîte cu mai mult de 2 ... 3 m față de suprafața terenului, adîncimea minimă de fundare pentru orice fel de construcție cu caracter definitiv se recomandă 2 m și numai în situații motivate se pot admite adîncimi mai mici fără a se trece limita de 1,5 m. În cazul prezenței apelor subterane la circa 2 m față de suprafață, adîncimea medie de fundare se poate adopta 1,5 m.

Dacă sub cota de fundare stabilită funcție de nivelul hidrostatic se află pămînturi contractile de natură organică, va fi examinată oportunitatea depășirii parțiale a acestor straturi.

În situația construcțiilor cu adîncimi de fundare variabile, diferențele respective la tronsoanele alăturate trebuie să fie cît mai mici, pînă la 0,30 m, urmînd ca în zonele de contact, între fundațiile așezate la cote diferite să fie prevăzute rosturi de tasare. Față de această condiție, rezultă că diferitele anexe, cum sînt de exemplu boxele, scările etc., trebuie să fie prevăzute cu fundații coborîte la aceeași adîncime cu cea a construcției respective.

Un principiu recomandabil constă în proiectarea de construcții cu forme în plan cît mai regulate.

În cazul fundărilor la adîncimi mai reduse și în general la construcțiile importante, sînt necesare o serie de măsuri pentru evitarea producerii degradărilor, așa cum se arată în continuare.

Tendința de modificare a volumului pămîntului, se poate anihila prin adoptarea unei presiuni efective ridicate la talpa de fundare, egală cu cea de umflare, stabilită conform STAS 1913/12-73, care însă nu va depăși capacitatea portantă a terenului.

Datorită presiunii de umflare orizontale ridicate, la subsolurile prevăzute în pămînturi contractile, zidurile se pot arma și trebuie evitată realizarea acestora din cărămidă. Înălțimea medie a zidurilor armate de la subsoluri trebuie să fie de 1,5 ... 2,0 m și la pămînturile pronunțat contractile lungimea dintre diferiți ranforți se va limita la 3 ...4 m.

În cazul lucrărilor de susținere (ziduri de sprijin) este interzisă utilizarea ca material de umplutură în spatele acestora, a argilelor cu umflări și contracții mari, care în stare compactată pot exercita presiuni orizontale mai mari decît cele verticale.

Clădirile și fundațiile vor fi secționate prin rosturi dispuse la distanța între ele de 30 m. La construcțiile parter se va avea în vedere principiul ca lungimea tronsoanelor segmentate prin rosturi de tasare să nu depășească înălțimea acestora. Fiecare porțiune de construcție tronsonată va avea înălțimea constantă și va fi prevăzută cu centuri de beton armat care să asigure o comportare corespunzătoare. La clădirile numai parter

cu formă în plan apropiată de pătrat, centura superioară se poate înlocui cu armarea zidăriei la colțuri, pe 1,50 ... 2,0 m lungime, care în orice caz să depășească golurile ușilor și ferestrelor. Centurile se armează de regulă simetric, avînd minimum 4 fiare ∅ 12. Pentru centuri cu lățime mai mare de 25 cm sînt necesare 6 fiare ∅ 12.

În cazul unor construcții puțin sensibile la deformațiile neuniforme ale pămîntului de fundare, se pot adopta fie sisteme structurale foarte rigide, fie flexibile care să poată prelua în bune condiții toate eforturile suplimentare generate de comportarea corespunzătoare a terenului.

În vederea realizării de presiuni ridicate asupra pămînturilor, se pot utiliza fundațiile sistem pahar oprite în masa pămînturilor susceptibile la mici variații de volum sau coborîte pe pămînturi necontractile.

Fundațiile sistem radier pot fi armate sau nearmate, dimensionarea acestora efectuîndu-se în funcție de solicitarea construcției și presiunea de umflare a pămîntului, care este de obicei mai importantă. În această privință se vor avea în vedere momentele înconvoietoare, forțele de tăiere și săgețile maxime. În unele cazuri cu aprecieri necorespunzătoare, s-au constatat rotiri ale zidurilor susținute de radierele împinse în sus și fisurări la contactul dintre radiere și ziduri. Pentru prevenirea unor degradări de acest fel, în multe cazuri, se prevăd rosturi la contactul dintre pereți și radiere. Un efect pozitiv asupra comportării radierelor are așezarea acestora pe un strat drenant de pămînt așternut pe cca 10 cm. În vederea realizării de presiuni ridicate asupra pămînturilor de fundație, se pot avea în vedere și radiere cu grinzi, între care rămîn goluri, care însă revin scump, motiv pentru care nu se aplică decît în situații deosebite, la construcții importante.

În linii generale, funcție de mișcările diferențiate ale pămîntului se pot lua în considerare metodele constructive de mai jos:

A. Cazul construcțiilor avînd raportul între lungimi și înălțimi cuprins între 1 și 1/4.

a — pentru tasări sau umflări totale 0,00 ... 0,50: construcții normale;

b — la tasări sau umflări de 0,50 ... 1,00 cm: construcții rigide la care se aplică metodele constructive tălpi mici și adînci; dale și grinzi monotilizate cu structura; rosturi verticale în ziduri;

c — la tasări sau umflări de 1 ... 5 cm: construcții flexibile cu rosturi între unitățile structurale; dale și grinzi armate rezistente la încovoiere sau articulate;

d — la tasări > 5 cm, construcții cu grinzi separate de teren; piloți cu diametru minim.

B. Cazul construcțiilor avînd raportul între lungime și înălțime cuprins între 2 și 1/2.

— pentru tasări sau umflări totale 0,00 ... 1,00 cm; 1,00 ... 5,00 cm; 5,00 ... 10,00 cm și > 10,00 cm, în mod succesiv metodele arătate la punctele a, b, c și respectiv d.

Subsolurile rezervoarele, precum și alte construcții subterane trebuie hidroizolate în sistem cuvă, începînd de la suprafața terenului, deoarece apa cumulată în fisurile pămîntului contractil argilos, creează presiuni hidrostatice similare cu cele ale pînzelor de apă freatice.

14.4. ÎNLOCUIREA PĂMÎNTURILOR PERICULOASE DE SUB FUNDAȚII. PERNELE COMPENSATORII

Înlocuirea pămînturilor pronunțat contractile de sub fundații reprezintă o metodă utilă de asigurare a stabilității construcțiilor. În practică se constată că fundațiile așezate pe straturi granulare, urmate la adîncimi mai mari de 1,5 m de pămînturi contractile, nu suferă degradări specifice variațiilor de volum ale terenurilor. Realizarea de umpluturi artificiale în grosimi de cca 1,2 ... 1,5 m nu exclude însă totdeauna pericolul degradărilor, mai ales dacă la execuție se produce umezirea patului argilos contractil. Pînă în prezent nu s-a putut justifica în mod corespunzător această diferență de comportare dintre pămînturile naturale și pernele artificiale, una din cauze fiind atribuită și extinderii laterale față de perimetrul construcțiilor a straturilor de pămînt naturale, superficiale, contractile. Din această cauză umpluturile, indiferent de grosimea lor chiar în jur de 1,5 m, trebuie extinse în afara fundațiilor cel puțin 2 ... 3 m și se impun o serie de măsuri privind condițiile de realizare și natura pămîntului utilizat.

Greutatea volumică uscată recomandabilă a pămînturilor din corpul pernelor este de cca 16 ... 18 kN/m³ și se va evita pe cît posibil inundarea săpăturilor de fundație în timpul lucrărilor de execuție.

Pămînturile utilizate este bine să fie nisipoase, sau argiloase, pentru a fi rezistente și în același timp să nu permită infiltrațiile lesnicioase de apă sub fundații. În cazul executării de umpluturi argiloase se impun încercări de laborator pentru a se evita punerea în operă a unor pămînturi contractile. Este necesar ca umpluturile respective să fie așternute în straturi de 15 ... 20 cm bine compactate.

O măsură eficace este coborîrea pernelor pînă la pămînturi necontractile.

În unele cazuri în practică se utilizează perne compensatoare, care diminuează în mod sensibil presiunea de ridicare a pămînturilor umezite neuniform asupra fundațiilor. Schema unei perne compensatoare și

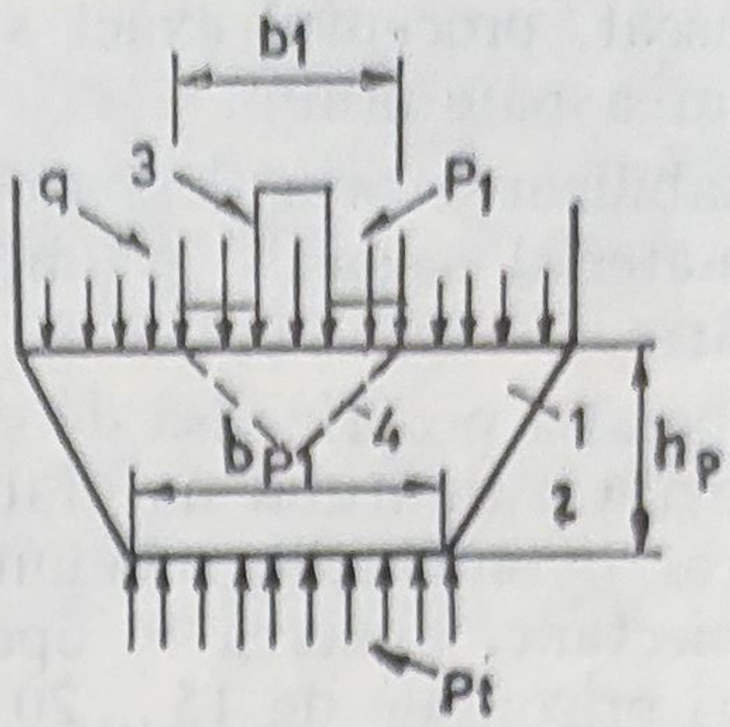


Fig. 14.6 — Schema forțelor ce acționează asupra unei perne compensatoare:
1 — nisip; 2 — pămîntul care se umflă; 3 — fundație; 4 — nucleul îndesat

ansamblul de forțe care acționează asupra acesteia, se vede în figura 14.6. Datorită presiunii mai ridicate exercitate de fundație p_f și a presiunilor mai reduse q produse de umplutura din jurul fundațiilor, pămîntul din perna compensatoare, împins de forțele de umflare a pămîntului umezit, se deplasează în lungul suprafețelor laterale ale nucleului îndesat arătat în figura 14.6, care astfel joacă rolul unei pene. În funcție de o serie de lucrări experimentale, s-au stabilit următoarele în legătură cu pernele compensatoare ([29]):

1. Nucleul îndesat de sub fundații reduce cu cca 50% ridicarea fundațiilor și diminuează în mod sensibil neuniformitățile acestui fenomen.

2. Procedeul cu perne compensatoare se recomandă la fundațiile continue.

3. Admițînd că lățimea fundațiilor este b_f, înălțimea pernei se ia între (1,00 ... 1,20) b_f, iar lățimea acesteia între 1,8 b_f și 2,2 b_f.

4. Greutatea volumică uscată a pernelor nisipoase trebuie să fie de cca 1,6 t/m³.

5. La presiuni de umflare ale pămîntului mai mari de 2,5 daN/cm² pernele trebuie executate din nisip fin sau mediu.

6. Fundațiile urmează să exercite o presiune p cît mai ridicată, iar umplutura laterală nu trebuie să apese cu mai mult de 0,25 p.

14.5. ÎMBUNĂTĂȚIREA PĂMÎNTURILOR DE FUNDARE. EXECUTAREA LUCRĂRILOR

Stabilizarea pămînturilor de fundare contractile se poate realiza prin procedee chimice, degresare cu nisip sau praf argilos și mai frecvent, în special în cazul construcțiilor hidrotehnice, prin umezire prealabilă.

Pentru stabilizarea prin metode chimice, se recomandă utilizarea prafului de var nestins, în proporție de 3 ... 6%, din greutatea pămîn-

tului uscat, procentul exact stabilindu-se prin încercări, în funcție de umiditatea pămîntului.

Stabilizarea prin degresare cu nisip necesită un procent de 20 ... 40% material necoeziv grăunțos, care, de asemenea, se stabilește prin încercări.

Operația propriu-zisă de stabilizare constă din amestecarea cît mai omogenă a pămîntului natural cu praful de var nestins sau cu nisipul grăunțos, în proporțiile și la umiditățile rezultate din încercări și prescrise de proiectant. Punerea în operă a pămînturilor stabilizate se face în straturi orizontale de 15 ... 20 cm grosime în stare afînată, care apoi se compactează la gradul necesar. Pentru asigurarea calității lucrărilor, toate operațiile, inclusiv compactarea trebuie realizate într-un timp cît mai scurt, pentru ca umiditățile să nu se modifice cu mai mult de $\pm$ 2% față de valoarea prescrisă în proiect.

În unele cazuri pentru prevenirea fenomenelor de contracție a pămînturilor argiloase, acestea se scarifică pe grosimi de aproximativ 0,5 ... 0,6 m cu cca 4 ... 6% praf argilos sau preferabil ciment. Se poate arăta că practica cu prafuri argiloase, aplicată la scară redusă în multe țări, este utilizată de secole în China.

Așa după cum s-a menționat anterior, în cazul construcțiilor hidrotehnice la care infiltrațiile de apă în zonă sînt în mod practic inevitabile, se impune turnarea fundațiilor pe pămînturi umezite în prealabil și în consecință umflate, evitîndu-se astfel variațiile de volum ale terenului în viitor.

Conform recomandărilor lui S o r o c e a n, în acest scop se execută o săpătură la cotă uniformă, ridicată cu cca 30 cm deasupra nivelului prevăzut pentru turnarea fundațiilor. În săpătura realizată se execută foraje cu diametrul de cca 80 mm, dispuse în formă de șah, la distanțe stabilite în funcție de caracteristicile structurale ale pămînturilor. Forajele se umplu cu material macrogranular, pietriș, sau pietriș în masă nisipoasă, luîndu-se măsuri de preîntîmpinare a antrenării în acestea a unui material colmatant dinspre suprafața terenului, în care scop, gurile forajelor se izolează cu cutii de scîndură. Adîncimea forajelor se ia cu cca 0,50 m mai mică față de grosimea stratului de pămînt necesar a fi umezit. În săpătura de fundație amenajată cu foraje se introduce apă, care se menține pe o înălțime de cca 0,2 ... 0,3 m timp de cca 2 ... 4 luni ([29]).

F u a H u a C h e n, în baza unor cercetări efectuate în S.U.A., menționează că pămînturile umezite numai superficial au atins gradul de umiditate necesar pe o adîncime de cca 1,2 m după 24 zile de la începerea inundării superficiale a terenului fără utilizarea de foraje. Pentru realizarea unei umeziri pe adîncime mai mare, acest cercetător recomandă o perioadă de inundare de aproximativ 30 zile.

În vederea urmăririi umflării pământului, anticipată, de obicei, prin calcule, se prevăd repere care se urmăresc prin citiri de nivelment.

După terminarea operației de inundare, se decapează stratul superficial de pe fundul săpăturii, așternîndu-se în schimb pământ macrogranular în grosime de 15 ... 20 cm.

În zonele amplasamentelor cu ape subterane la adîncimi mai mari de 4 ... 5 m și la care nu se așteaptă ridicarea ulterioară a nivelului hidrostatic, sînt necesare o serie de măsuri în legătură cu execuția lucrărilor, arătate în continuare:

— înainte de începerea săpăturilor de fundare, suprafața terenului trebuie bine nivelată, asigurîndu-se pante de scurgere spre exterior pentru a nu se permite stagnarea apelor de precipitații în săpăturile de fundare;

— toate lucrările ciclului zero se vor efectua pe tronsoane, fără întreruperi și în timp cît mai scurt, pentru a se evita variațiile importante de umiditate a pământului activ, în timpul execuției;

— ultimul strat de pământ, de cca 30 cm grosime, din săpăturile de fundare trebuie excavat pe porțiuni eșalonate în timp — pe măsura posibilităților confecționării — turnării betoanelor — în ziua respectivă și va fi îndepărtat numai înainte de așezarea materialului de construcție în porțiunea de lucru;

— dacă nivelul de fundare este prevăzut în zona de variație sezonieră a umidității pământului, anterior turnării betonului, trebuie solicitat la fața locului proiectantul în vederea verificării ipotezelor luate în considerare la întocmirea documentației;

— eventualele crăpături pe suprafața terenului sau la cota de fundare, vor fi matate cu lapte de ciment sau pământ stabilizat, fiind necesară în prealabil o ușoară umezire a pământului, apreciată funcție de rezultatele studiului geotehnic.

Umpluturile de sub pardoseli se execută din pământuri lipsite de potențial contracție-umflare, sau terenuri stabilizate. Aceeași recomandare se impune în cazul materialelor rambleelor și celor pentru astuparea șanțurilor conductelor. Punerea în operă a pământurilor respective va fi realizată în straturi de 15 ... 20 cm bine compactate, fiind interzisă utilizarea materialelor drenante.

14.6. ACȚIUNEA ÎNGHEȚULUI. MĂSURI DE COMBATERE

La anumite pământuri, temperaturile joase determină migrația umidității și înghețarea apei, care conferă terenurilor respective o structură criogenă. În porii straturilor superioare, în urma începerii procesului de îngheț, se produc depresionări, care determină afluxul în direcția

respectivă a unui curent de umiditate. Absorbția apelor din adîncimea masei pămînturilor, este mai pronunțată în cazul propagării acțiunii depresionării pînă la un nivel hidrostatic, cînd, în anumite condiții, este posibilă formarea unui curent acvifer între zona înghețată și nivelul de apă respectiv. În mod orientativ se pot indica următoarele adîncimi ale apelor subterane față de limita de îngheț, prin depășirea cărora încetează fluxul de apă spre suprafață:

— argile caolinitice și prafuri argiloase .....2,5 m;
— prafuri nisipoase .....1,5 m;
— nisipuri prăfoase .....1,0 m.

În general, la pămînturile argiloase de consistență tare, nu se pot produce migrații ale umidității din adîncime și în consecință nu survin în mod practic fenomenele de îngheț. La o stare plastic consistentă-vîrtoasă, temperaturile scăzute pot determina creșterea în medie de cca 1,3 ... 1,5 ori a umidității inițiale, cu formarea unor zone de îngheț răspîndite neuniform în masa pămîntului. În fine, la consistențe scăzute, în perioadele reci, umiditatea poate să crească pînă la aproape de două ori față de valoarea medie inițială, din care cauză este posibilă dezvoltarea intensivă și uniformă a unei structuri lenticulare a pămîntului cu intercalațiile de gheață.

La nisipurile fine se produce un fenomen contrariu în comparație cu cel arătat la pămînturile coezive și anume eliminarea umidității sub limita de îngheț. În consecință, la aceste pămînturi, fenomenul de umflare la îngheț este de 2 ... 4 ori mai redus față de cel al pămînturilor argiloase cu o aceeași umiditate.

Prafurile nisipoase, se comportă în linii generale ca nisipurile fine. Totuși în anumite condiții, la saturare și cînd conținutul particulelor de praf crește, fenomenul de îngheț poate prezenta un grad de intensitate asemănător cu cel al argilelor.

La pămînturile neomogene din punct de vedere granulometric, alcătuite din argile și prafuri argiloase cu intercalații de nisipuri fine și prăfoase, înghețul determină eliminarea apei din formațiunile necoezive către cele argiloase, la contactul dintre acestea constatîndu-se creșterea umidității și producerea lentilelor de gheață.

Conținutul de urme vegetale influențează după cum urmează:

— la nisipurile prăfoase saturate, pericolul de îngheț diminuează sensibil în cazul conținutului de urme vegetale $q > 10\ \%$;

— nisipurile fine, în cazul lui $q = 10 \ldots 20\%$, înregistrază fenomene de umflare mai pronunțate și care scad la $q > 20\%$;

— la prafuri argiloase și argile umflarea la îngheț este maximă pentru $q = 20 \ldots 30\%$, diminuînd la un conținut mai ridicat de substanțe organice.

La pămînturile grosiere, comportarea la îngheț este influențată de natura materialului fin conținut în golurile dintre fracțiunile mari, de umiditate și permeabilitate. Dacă materialul fin este reprezentat prin fracțiuni prăfoase argiloase plastice, în cantitate mai mare de 20%, înghețul afectează prin umflare stratul de pămînturi grosiere. Fenomenul respectiv, devine activ și la un conținut mai scăzut, cca 10%, de fracțiuni prăfoase argiloase plastice, în cazul prezenței apei subterane la o adîncime redusă față de suprafața terenului.

Valoarea umflării pămînturilor grosiere, avînd în pori material de umplutură prăfos argilos, este în ansamblu de cca 1,5 ... 5 ori mai redusă, față de cazul unui pămînt similar din punct de vedere al conținutului de fracțiuni fine, dar fără elemente mari. Pămînturile grosiere, cu material de umplutură, în pori, nisipos, nu sînt afectate prin îngheț, chiar în cazul unor umidități ridicate.

Referitor la influența compoziției granulometrice a pămînturilor nisipoase, C a s s a g r a n d e a definit două condiții de îngheț și anume:

— cînd raportul $d_{60}/d_{10} = 15$, conținutul de particule cu dimensiuni $< 2\ \mu$ trebuie să fie mai mare de 3%;

— cînd acest raport $= 5$, conținutul de aceleași particule trebuie să fie mai mare de 10%.

După părerea lui D u c k e r toate pămînturile cu fracțiuni $d <$ $< 0{,}002$ mm în cantitate mai mare de 3% sînt susceptibile la îngheț independent de valoarea coeficientului de neuniformitate.

Unele pămînturi foarte uniforme, cu particule $d < 0{,}1$ mm în cantitate de cel mult 10%, iar granule cuprinse între 0,05 ... 0,02 mm în cantitate de cel puțin 25%, chiar dacă nu conțin fracțiuni $d <$ $< 0{,}002$ mm, sînt de asemenea periculoase la îngheț ([40]).

O caracteristică comună a majorității pămînturilor sensibile la îngheț este neuniformitatea umflărilor în plan și adîncimi, mai ales dacă apele subterane se găsesc la adîncimi mai mari. S-a observat că această neuniformitate se manifestă chiar într-un același punct, intensitățile umflărilor produse prin îngheț prezentînd diferențe de 1,5 ... 2 ori de la an la an. În consecință valoarea efectivă a umflării relative δ_i prezintă variații cu cca 50%, față de media δ_i^m considerată în zonă, adică:

$$\delta_i = (1 \pm 0{,}5)\ \delta_i^m \qquad (14.6)$$

Umflarea relativă înseamnă raportul dintre valoarea umflării Δh și grosimea zonei afectate prin îngheț H.

Valoarea δ_i^m poate fi obținută prin constatări într-o zonă, sau prin calcule, după cum urmează ([34]);

a) pentru prafuri argiloase și argile

$$\delta_i^m = 0{,}12\ I_L + 0{,}035 \qquad (14.7)$$

b) la nisipuri fine

$$\delta_i^m = 0{,}034\ I_L + 0{,}011 \tag{14.8}$$

în care:

$$I_L = \frac{w - w_P}{I_P} \tag{14.9}$$

simbolurile din această formulă fiind: w — umiditatea, w_P — limita de plasticitate și I_P — indicele de plasticitate.

Așa cum s-a constatat în practică și s-a confirmat prin încercări de laborator, presiunile aplicate asupra terenului diminuează intensitatea fenomenelor de umflare produse prin îngheț. Dacă apele subterane se găsesc la adîncimi mai mari de 2 m sub limita de îngheț, presiunile aplicate la talpa de fundare care contrabalansează tendința de umflare a pămîntului se pot admite după cum urmează:

a) la pămînturile prăfoase argiloase, avînd consistențele tare, medie și moale, $p = 1{,}5$ daN/cm² (10^2 kPa); 1,5 ... 2,0 daN/cm² (10^2 kPa) și respectiv 2,0 ... 2,5 daN/cm² (10^2 kPa);

b) la nisipuri fine umede și saturate $p = 1{,}0$ ... 1,5 daN/cm² (10^2 kPa);

c) la nisipuri prăfoase umede și saturate $p = 1{,}5$ ... 2,0 daN/cm² (10^2 kPa).

Dat fiind capacitatea portantă limitată a pămînturilor argiloase cu consistențe scăzute, precum și a nisipurilor prăfoase saturate, rezultă că la fundațiile executate pe acestea nu este posibilă adoptarea de presiuni ridicate, care să contrabalanseze tendința de umflare la îngheț;

Desfășurarea fenomenelor de îngheț-dezgheț afectează în mod diferit caracteristicile de rezistență și compresibilitate ale pămînturilor așa cum se arată în continuare:

— în cazul terenurilor avînd o umiditate scăzută, caracteristicile de rezistență și compresibilitate nu înregistrează modificări, independent de condițiile dezghețului;

— la pămînturile care prezintă umflări în urma nașterii lentilelor de gheață, caracteristicile de rezistență după dezgheț nu mai revin la valoarea inițială decît după o perioadă îndelungată și în condițiile asigurării drenării apelor în exces;

— dacă în procesul de îngheț, la pămînturile cu o structură lamelară se produce un curent de apă dinspre o pînză apropiată caracteristicile de rezistență pot înregistra căderi pînă la 60% față de valorile inițiale, anterioare înghețului;

— formarea unui curent de apă către zona afectată de temperaturile scăzute poate determina reducerea de cca 3 ... 5 ori a caracteristicilor de rezistență la survenirea topirilor și care ulterior nu se refac decît în proporție de 40 ... 50%.

— în cazul nisipurilor fine și prăfoase, cu apa subterană la adîncime redusă, caracteristicile de compresibilitate după dezgheț pot scădea de cca 5 ori și chiar mai mult ([34]).

O clasificare utilă a pămînturilor funcție de sensibilitatea la îngheț propusă de mai mulți cercetători este:

Grupa I cu pămînturi puțin sensibile (pietrișuri și nisipuri medii grosiere).

Grupa II cu pămînturi de sensibilitate medie (pietrișuri puțin argiloase și argile caracterizate prin indicele de plasticitate $I_p > 35$).

Grupa III cu pămînturi foarte sensibile (nisipuri prăfoase, prafuri argiloase, argile prăfoase și depuneri mîloase).

Referitor la compoziția granulometrică a acestor trei grupe de pămînturi se pot prezenta următoarele date ([6]):

Grupa I particulele cu diametrul $< 0{,}002$ mm în cantitate $< 1\%$;
particulele cu diametrul $< 0{,}02$ mm în cantitate $< 10\%$;
particulele cu diametrul $< 0{,}10$ mm în cantitate $< 20\%$.

Grupa II particulele cu diametrul $< 0{,}002$ mm în cantitate 6 %;
particulele cu diametrul $< 0{,}02$ mm în cantitate $< 20\%$;
particulele cu diametrul $< 0{,}1$ mm în cantitate $< 40\%$.

Grupa III particulele cu diametrul $< 0{,}002$ mm în cantitate $> 6\%$;
particulele cu diametrul $< 0{,}02$ mm în cantitate $> 20\%$;
particulele cu diametrul $< 0{,}1$ mm în cantitate $> 40\%$.

Pămînturile din grupa I nu necesită măsuri pentru prevenirea pericolului de îngheț.

Cele din grupa a II-a, dau, în general, mici umflări la îngheț.

La pămînturile din grupa a III-a se produc ridicări importante ale suprafeței terenului, impunîndu-se astfel măsuri speciale.

În funcție de cele arătate, rezultă că, în general, accidentele prin îngheț pot surveni cînd:

— pămîntul este periculos la îngheț;
— există apă ce poate fi atrasă în zona de îngheț;
— perioada rece are o durată și intensitate apreciabilă.

În țara noastră măsura cea mai importantă de combatere a înghețului este coborîrea fudațiilor sub limita de îngheț, care pentru condițiile climaterice respective se poate aprecia de 0,7 ... 1,2 m, cu excepția zonelor muntoase.

Pentru prevenirea degradării construcțiilor așezate pe pămînturi susceptibile la îngheț, se pot avea în vedere următoarele măsuri:

— se preferă fundațiile izolate cu presiuni mai mari asupra pămîntului în comparație cu fundațiile continui;

— secțiunea transversală prin fundații trebuie să aibă o formă trapezoidală cu baza mare în partea inferioară și înclinarea suprafețelor laterale 2 ... 3°;

— suprafețele laterale se ung cu substanțe hidrofuge: smoală, masticuri bituminoase etc.;

— construcțiile propriu-zise se prevăd cu centuri de beton armat la socluri;

— se prevăd rosturi la fiecare 18 ... 20 m sau mai des pentru segmentarea construcțiilor cu forme complicate în plan.

La fundațiile existente afectate prin îngheț se prevăd drenuri exterioare în vederea coborîrii apelor subterane sub limita de îngheț, conform recomandărilor anterioare.

O măsură eficace este înconjurarea fundațiilor cu „cămăși" de pămînt hidrofug, confecționate din nisipuri fine-prăfoase, loessuri etc. amestecate cu bitumuri([11]), așa cum se arată în figura 14.7.

Rezultate eficace se obțin și prin aplicarea de izolări termice la suprafață, așa cum se arată în figura 14.8, în acest caz fiind necesare măsuri de oprirea infiltrațiilor de apă în pămînt.

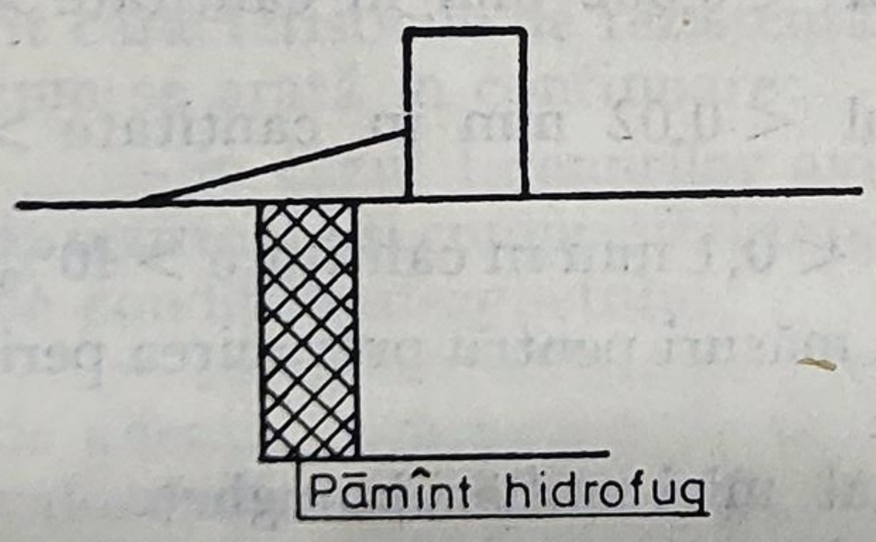


Fig. 14.7 — Sistem de protejare a fundațiilor cu pămînturi hidrofuge

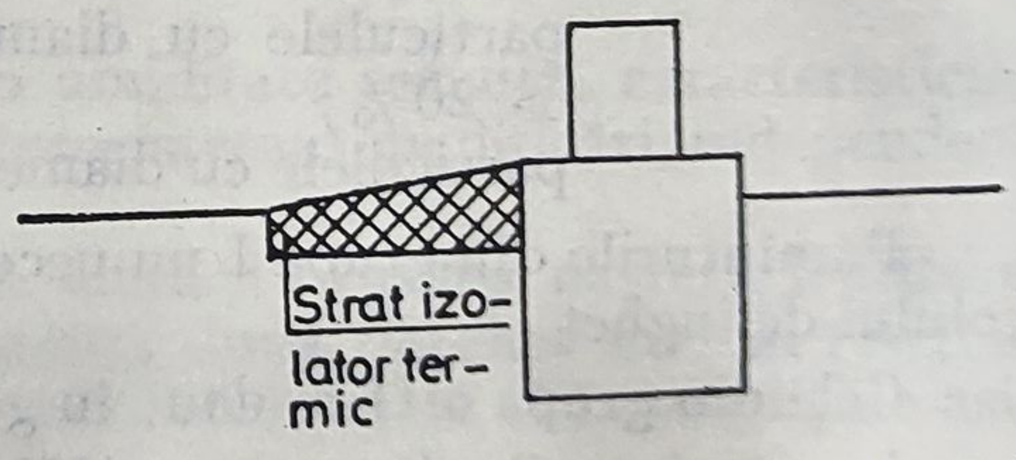


Fig. 14.8 — Sistem de protejare a fundațiilor cu un strat izolator termic la suprafața terenului

BIBLIOGRAFIE

1. Abeleff M. — Slabîie vodonasîșcenîe gruntî cac osnavanie soorujenii. Moskva Stroizdat, 1973, p. 125 ... 160.
2. Abeleff I. — Osnovî proectirovania i stroitelstva na prosadocinîh gruntah. Moskva Stroizdat, 1979, p. 20 ... 200.
3. Bally R. — Loessuri în construcție. București. Editura Tehnică, 1971, p. 150 ... 350.
4. Bally R. — Alunecările și stabilitatea versanților agricoli. Editura Ceres, 1977, p. 97 ... 128
5. Băloi V. — Apărarea terenurilor agricole împotriva eroziunii, alunecărilor și inundațiilor. Editura Ceres, 1986, p. 129 ... 148.
6. Băncilă I. — Geologie inginerească. București. Editura Tehnică, 1979, p. 163 ... ... 224.
7. Cashman P. — Control of ground water by lowering, London Ground engineering, 1970, p. 23 ... 32.
8. Cernîi M. — Uplotnenie loessovîh osnovanieh vesom grunta i vozvodimova soorujenia. Moskva, Ghidrotehnicesko Soorujenie, Nr. 10., 1965, p. 23 ... 25.
9. Dianu V. — Depozitele loessoide ca terenuri de fundație. Editura tehnică. București, 1982, p. 85. ... 220.
10. Dron A. — Lucrări de îmbunătățiri funciare și construcții hidrotehnice pe loessuri. și pămînturi loessoide. Editura Ceres, 1978, p. 10 ... 140.
11. Dron A. — Geotehnica pentru hidroameliorații. Editura Ceres, 1984, p. 13 ... 45.
12. Goldstein M.— Rasciot osadoc i prosadocinosti osnovanii. Gosudarstvenoe izdatelstvo literaturî po stroitelstvu i arhitecturî. Moskva, 1975, p. 56 ... ... 86.
13. Fu Hua Chen — Foundation on expansive soils, New York, 1975, Elsevier Scientific Publishing Company, p. 102 ... 172.
14. Holz W. — Settelment of soil foundation due to the saturation. Compes rendus 5-a Congres International Soil Travaux, Paris, 1961, Dunod, p. 673 ... 679.
15. Kezdy A. — Handbuch der Bodenmechanik. Budapest Akademiai Kindo, 1976, p. 60 ... 61.
16. Krutov V. — Osnovania i fundamentî na prosadocinîh gruntah. Kiev, Budivelnik, 1982, p. 38 ... 45; 109 ... 150.
17. Krutov V. — Rasciot fundamentov na prosadocinîh gruntah, Moskva Stroizdat, 1972, p. 21 ... 29.
18. Lambe W. — Soil Mechanics. Willey Easterb Limited, New Delhi, 1976, p. 304 ... 317.
19. Litvinov I. — Glubinoe uplotnenie prosadocinîh gruntah, Kiev, Budivelnic, 1966, p. 164 ... 172.